

# Progetto per la costruzione e l'esercizio di un Impianto eolico denominato "Luras"

## Progetto definitivo

Oggetto:

**LUR.42 – Relazione di calcolo preliminare delle opere edili  
(cabine, apparecchi AT)**

Proponente:



LURAS WINDFARM  
ENERGY & INFRASTRUCTURE

**Luras Windfarm**  
Via Dante 7  
20123 Milano (Milano)

Progettista:



**Stantec S.p.A.**  
Centro Direzionale Milano 2, Palazzo Canova  
Segrate (Milano)

Rev. N.	Data	Descrizione modifiche	Redatto da	Rivisto da	Approvato da
00	26/01/2024	Prima Emissione	F. Mollica	S. Bossi	P. Polinelli
Fase progetto: <b>Definitivo</b>			Formato elaborato: <b>A4</b>		

Nome File: **LUR.42.00** - Relazione di calcolo preliminare delle opere edili  
(cabine, apparecchi AT).docx

# Indice

<b>1</b>	<b>PREMESSA .....</b>	<b>2</b>
1.1	<b>NORMATIVA .....</b>	<b>3</b>
1.2	<b>DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....</b>	<b>3</b>
<b>2</b>	<b>MATERIALI .....</b>	<b>4</b>
2.1	<b>CALCESTRUZZO FONDAZIONE .....</b>	<b>4</b>
2.2	<b>ACCIAIO ARMATURE .....</b>	<b>4</b>
<b>3</b>	<b>PARAMETRI GEOTECNICI.....</b>	<b>5</b>
<b>4</b>	<b>DIMENSIONAMENTO FONDAZIONI.....</b>	<b>6</b>
<b>4.1</b>	<b>FONDAZIONE CABINA SOTTOSTAZIONE .....</b>	<b>6</b>
4.1.1	DESCRIZIONE DELLE OPERE.....	6
4.1.2	CARICHI PERMANENTI.....	6
4.1.3	AZIONE DELLA NEVE.....	6
4.1.4	AZIONE DEL VENTO .....	7
4.1.5	AZIONE SISMICA .....	9
4.1.6	MODELLO DI CALCOLO.....	11
4.1.7	VERIFICHE DELLA PLATEA .....	19
<b>4.2</b>	<b>FONDAZIONE PER INVERTER E BATTERIE.....</b>	<b>27</b>
4.2.1	DESCRIZIONE DELLE OPERE.....	27
4.2.2	CARICHI PERMANENTI.....	27
4.2.3	VERIFICHE DELLA PLATEA .....	27
<b>4.3</b>	<b>FONDAZIONE PER TRASFORMATORE .....</b>	<b>28</b>
4.3.1	DESCRIZIONE DELLE OPERE.....	28
4.3.2	CARICHI PERMANENTI.....	29
4.3.3	AZIONE DELLA NEVE.....	30
4.3.4	AZIONE DEL VENTO .....	30
4.3.5	AZIONE SISMICA .....	31
4.3.6	MODELLO DI CALCOLO.....	32
4.3.7	VERIFICHE DELLA PLATEA .....	43
4.3.8	VERIFICHE DELLE TRAVI.....	55
<b>5</b>	<b>CONCLUSIONI RIASSUNTIVE.....</b>	<b>71</b>
<b>5.1</b>	<b>FONDAZIONE CABINA.....</b>	<b>71</b>
<b>5.2</b>	<b>FONDAZIONI INVERTER E BATTERIE .....</b>	<b>71</b>
<b>5.3</b>	<b>FONDAZIONE TRASFORMATORE.....</b>	<b>71</b>

# 1 PREMESSA

Stantec S.p.A., in qualità di Consulente Tecnico, è stata incaricata da Luras Windfarm S.r.l. di redigere il progetto definitivo per la costruzione di un nuovo impianto eolico denominato "Luras" ubicato nei comuni di Luras, Tempio Pausania e Calangianus in provincia di Sassari, in Sardegna, costituito da 5 aerogeneratori di potenza 6,2 MW ciascuno, per una potenza complessiva pari a 31 MW e sistema BESS integrato da 10 MW di potenza.

Il progetto proposto prevede l'installazione di nuove turbine eoliche tipo SG 170 6.2 MW.

A tale impianto sono collegate apparecchiature elettromeccanica inserite nella Sottostazione.

Scopo della presente relazione è l'analisi statica delle fondazioni di queste apparecchiature.

In particolare:

- Quadro 36 kV
- Quadro 33 kV
- UPS-Batterie-QD
- TA-S
- QGBT
- Server
- Batterie
- Inverter
- Trasformatore

La vita nominale dell'opera è stabilita in 50 anni e la classe d'uso relativa è la classe IV.

Le fondazioni, di tipo diretto, sono a platea.

Essendo il progetto di tipo definitivo non si sono svolte indagini geologiche e geotecniche approfondite tramite l'utilizzo di prove o programmi di calcolo ma da semplici considerazioni derivanti dalla letteratura e dall'analisi visiva dei luoghi.

## 1.1 NORMATIVA

Legge 5 novembre 1971, n° 1086: "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso e a struttura metallica"

D.P.R. 6 giugno 2001, n.380: "Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia".

D.M. 17 gennaio 2018: "Aggiornamento delle nuove norme tecniche per le costruzioni.

Circ. 21 Gennaio 2019, n.° 7 C.S.LL.PP.: "Istruzioni per l'applicazione dell'<< Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" >> di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018"

EUROCODICE 2 -2005- ENV 1992: "Progettazione delle strutture di calcestruzzo"

## 1.2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

Doc. LUR.54.00 – Relazione Geologica

Doc. LUR.58.00 – Sottostazione utente, piante e sezioni e elettromeccanica

Doc. LUR.68.00 – Layout Bess

Doc. LUR.69.00 – Particolare cabine elettriche Bess

## 2 MATERIALI

### 2.1 CALCESTRUZZO FONDAZIONE

Si assume per la fondazione un calcestruzzo con le seguenti caratteristiche:

Classe di esposizione:	XC2
Classe di consistenza:	S3
Classe di resistenza alla compressione:	C25/30
Massimo rapporto a/c:	0.6
Contenuto minimo in cemento:	300 kg/mc
Massima dimensione aggregati:	20 mm
Copriferro netto:	40 mm

### 2.2 ACCIAIO ARMATURE

Le armature sono realizzate con barre ad aderenza migliorata in acciaio tipo B450C controllato in stabilimento che presenta le seguenti caratteristiche:

$$f_{yk} = 450 \text{ MPa}$$

$$f_{tk} = 540 \text{ MPa}$$

$$E = 210000 \text{ MPa}$$

$$\nu = 0.3$$

$$\alpha = 1.2 \cdot 10^{-6} \text{ 1/}^\circ\text{C}$$

$$\gamma = 78.5 \text{ kN/m}^3$$

### 3 PARAMETRI GEOTECNICI

Sulla base delle proprietà dei terreni forniti dalla relazione geologica (elaborato "LUR-54-Relazione geologica") è possibile individuare la seguente stratigrafia di progetto per le fondazioni delle apparecchiature elettriche presenti nella sottostazione.

- 0 – 5 m da p.c.: copertura in depositi granitici arenizzati, assimilabili a coltri colluviali costituite da sabbie e ghiaie addensate derivanti dalla degradazione dei graniti. Spessore medio rinvenuto < 5 m.
- 5 – 10 m da p.c.: Rocce granitoidi (di vario genere composizionale) fratturati, in particolare per fessurazioni indotte dal raffreddamento del magma
- Oltre 10 m da p.c.: rocce granitoidi compatte / poco fratturate

I relativi parametri geotecnici sono sintetizzati nella sottostante tabella di cui i depositi arenizzati possono essere considerati fino a circa 10m e la matrice rocciosa lapidea dai 10m in poi.

**Tabella 6-1: parametri geotecnici di progetto**

<b>Litologia</b>	<b><math>\gamma_{nat}</math> (KN/m<sup>3</sup>)</b>	<b><math>\phi</math> (°)</b>	<b>C Kpa</b>	<b>E KPa</b>
Depositi arenizzati	21 – 23	30 - 32	20 - 60	35000 - 50000
Matrice Rocciosa Lapidea	25 - 29	40 - 45	100 - 300	300000 - 500000

Data la natura del terreno e la sua massima portanza, si è deciso di dimensionare le platee di fondazione come "struttura su suolo alla Winkler" con valore di rigidezza  $k_W = 50000 \text{ kN/m}^3$ .

## 4 DIMENSIONAMENTO FONDAZIONI

### 4.1 FONDAZIONE CABINA SOTTOSTAZIONE

#### 4.1.1 DESCRIZIONE DELLE OPERE

Gli apparecchi elettrici quali quadri elettrici, server, scada, UPS-batterie sono posizionati all'interno di una cabina prefabbricata in cls con vasca sottostante poggiante su una platea di dimensioni 21x11x0.3 m.

Il piano di imposta della fondazione è a quota -1.35 m dal piano campagna. Al di sotto della fondazione verrà posato uno strato di calcestruzzo magro di spessore pari a 0.10 m.

#### 4.1.2 CARICHI PERMANENTI

I pesi dei vari elementi sono i seguenti:

- Quadro 36 kV: 3000 kg
- Quadro 33 kV: 9900 kg
- UPS-Batterie-QD: 800 kg
- TA-S: 300 kg
- QGBT: 500 kg
- Server: 100 kg
- Scada: 200 kg
- RTU Terna: 200 kg

Si prevede quindi, in via cautelativa, la predisposizione di un carico uniformemente distribuito pari a 500 kg/m<sup>2</sup> come pressione sulla platea.

Si è inoltre fatta una stima dell'elemento prefabbricato in calcestruzzo. Tale cabina ha dimensioni 20x10x5m; si è stimato un carico pari a 2000 kg/ml. Tale carico sarà distribuito sulla platea in corrispondenza del perimetro dei muri.

#### 4.1.3 AZIONE DELLA NEVE

Il calcolo della neve viene condotto secondo la seguente formula delle NTC2018

$$Q_s = q_{sk} \cdot \mu_i \cdot C_e \cdot C_t$$

Dove:

- $q_{sk}$  è il valore caratteristico della neve al suolo. Nel caso in esame Luras (a 300 m slm), in Sardegna, si trova nella fascia III. Quindi  $q_{sk}$  è pari a 0.75 kN/m<sup>2</sup>
- $C_e$  è posto pari a 1
- $C_t$  è posto pari a 1
- $\mu_i$  è posto pari a 0.8 in quanto si considera la copertura del trasformatore come se fosse piana.

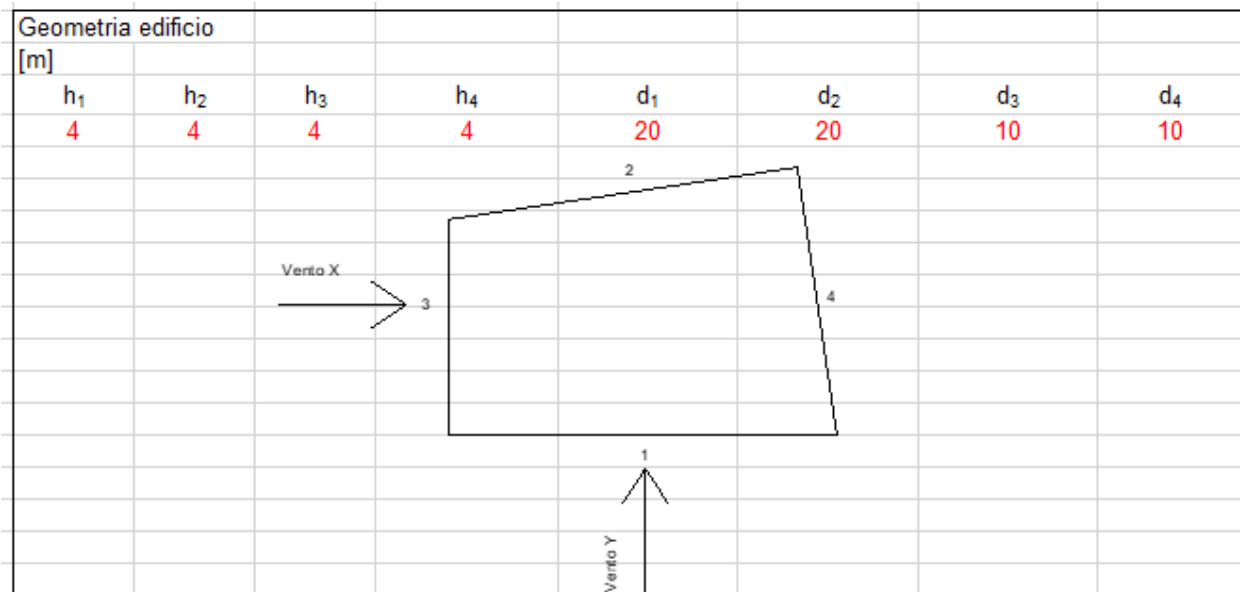
Si ottiene  $q_s=0.6$  kN/m<sup>2</sup>.

#### 4.1.4 AZIONE DEL VENTO

Si riporta di seguito i parametri per il calcolo dell'azione del vento per il sito in esame

	Zona	6	
	Altitudine s.l.m. $a_s$	330	m
Velocità di riferimento del vento	$V_{ref} =$	28	m/s
Pressione cinetica di riferimento	$q_{ref} =$	490.00	N/m <sup>2</sup>
Altezza della costruzione	$Z =$	4	m
	Categoria di rugosità del sito	D	
	Categoria di esposizione del sito	II	
Coef. di topografia	$C_t = 1$	$C_t = 1$	
	Inclinazione della collina o del dislivello	0.00	°
	Altezza della collina o del dislivello $H =$	0	m
	Nei casi b o c inserisci x o h	0	m
Coef. di esposizione	$C_e =$	1.80	Coef. di forma
Coef. Dinamico	$C_d =$	1	
	piano terra	tipico	
Incremento per calcolo pressione		0	1





	$h/d$ sopravento	$h/d$ sottovento	$h/d$ laterale 1-3	$h/d$ laterale 2-4
Direzione X	0.200	0.200	0.200	0.200
Direzione Y	0.400	0.400	0.400	0.400

Coef. di Pressione esterna	$C_p$ (sopravento)	$C_p$ (sottovento)	$C_p$ (laterale 1-3)	$C_p$ (laterale 2-4)
Direzione X	0.72	-0.34	-0.66	-0.66
Direzione Y	0.74	-0.38	-0.82	-0.82

CALCOLO PRESSIONI IN FUNZIONE DELLA QUOTA E DELLA DIREZIONE X						
z [m]	C <sub>e</sub> [-]	p [N/m <sup>2</sup> ]	p (Sopravento) [N/m <sup>2</sup> ]	p (Sottovento) [N/m <sup>2</sup> ]	p (Laterale 1) [N/m <sup>2</sup> ]	p (Laterale 2) [N/m <sup>2</sup> ]
0.00	1.80	882.26	635.23	-299.97	-582.29	-582.29
0.00	1.80	882.26	635.23	-299.97	-582.29	-582.29
1.00	1.80	882.26	635.23	-299.97	-582.29	-582.29
2.00	1.80	882.26	635.23	-299.97	-582.29	-582.29
3.00	1.80	882.26	635.23	-299.97	-582.29	-582.29
4.00	1.80	882.26	635.23	-299.97	-582.29	-582.29
4.50	1.87	915.35	659.05	-311.22	-604.13	-604.13
5.50	1.99	972.86	700.46	-330.77	-642.09	-642.09
6.50	2.09	1021.82	735.71	-347.42	-674.40	-674.40
7.50	2.17	1064.54	766.47	-361.94	-702.60	-702.60
8.50	2.25	1102.50	793.80	-374.85	-727.65	-727.65
9.50	2.32	1136.70	818.43	-386.48	-750.22	-750.22
10.50	2.38	1167.85	840.85	-397.07	-770.78	-770.78
11.50	2.44	1196.47	861.46	-406.80	-789.67	-789.67
0.00	1.80	882.26	635.23	-299.97	-582.29	-582.29
CALCOLO PRESSIONI IN FUNZIONE DELLA QUOTA E DELLA DIREZIONE Y						
z [m]	C <sub>e</sub> [-]	p [N/m <sup>2</sup> ]	p (Sopravento) [N/m <sup>2</sup> ]	p (Sottovento) [N/m <sup>2</sup> ]	p (Laterale 3) [N/m <sup>2</sup> ]	p (Laterale 4) [N/m <sup>2</sup> ]
0.00	1.80	882.26	652.87	-335.26	-723.46	-723.46
0.00	1.80	882.26	652.87	-335.26	-723.46	-723.46
1.00	1.80	882.26	652.87	-335.26	-723.46	-723.46
2.00	1.80	882.26	652.87	-335.26	-723.46	-723.46
3.00	1.80	882.26	652.87	-335.26	-723.46	-723.46
4.00	1.80	882.26	652.87	-335.26	-723.46	-723.46
4.50	1.87	915.35	677.36	-347.83	-750.59	-750.59
5.50	1.99	972.86	719.91	-369.69	-797.74	-797.74
6.50	2.09	1021.82	756.14	-388.29	-837.89	-837.89
7.50	2.17	1064.54	787.76	-404.53	-872.92	-872.92
8.50	2.25	1102.50	815.85	-418.95	-904.05	-904.05
9.50	2.32	1136.70	841.16	-431.95	-932.10	-932.10
10.50	2.38	1167.85	864.21	-443.78	-957.64	-957.64
11.50	2.44	1196.47	885.39	-454.66	-981.11	-981.11
0.00	1.80	882.26	652.87	-335.26	-723.46	-723.46

#### 4.1.5 AZIONE SISMICA

L'azione sismica è tradotta da spettri in accelerazione. Vista la complessità della struttura si persegue l'obiettivo di una progettazione non dissipativa, le valutazioni sismiche verranno quindi eseguite su spettri di progetto elastici, adottando un fattore di comportamento  $q=1$ .

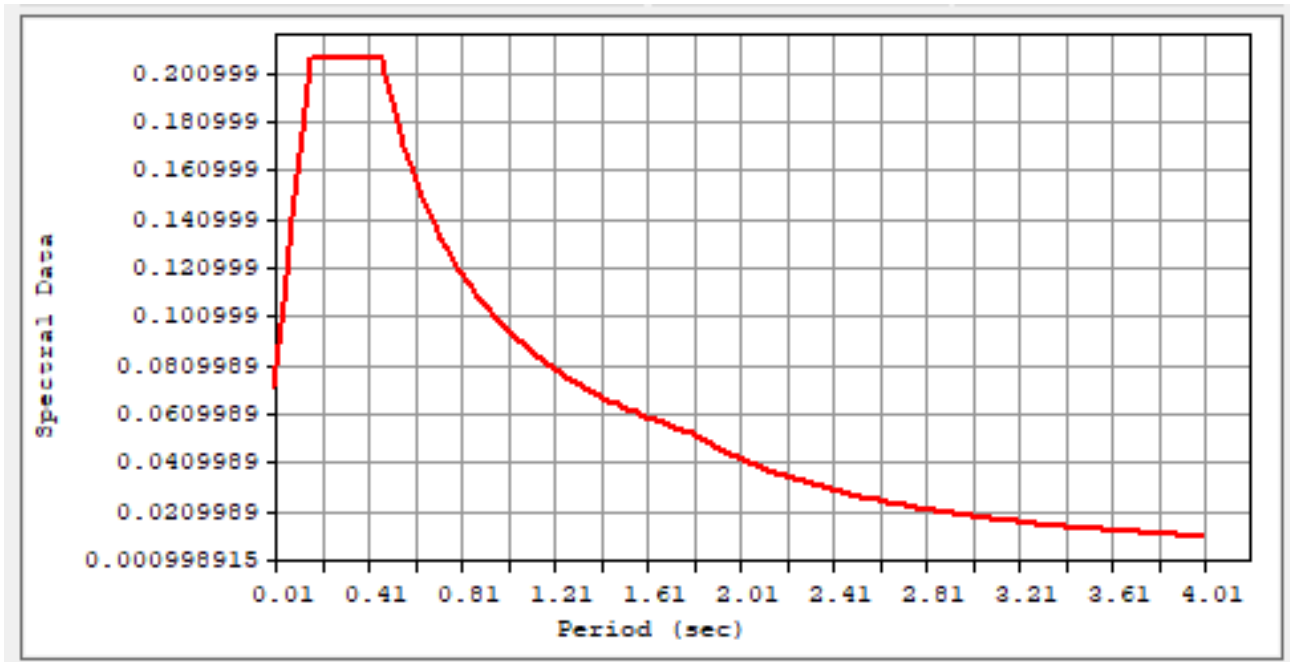
Si definisce una vita nominale per la struttura  $V_N = 50$  anni e una classe d'uso IV

Per la determinazione dell'azione sismica di progetto sono stati considerati i parametri di azione sismica della regione Sardegna, uniformi su tutto il territorio regionale:

Stato limite	Tr [anni]	$a_g$ [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0.186	2.61	0.273
SLD	50	0.235	2.67	0.296
SLV	475	0.500	2.88	0.340
SLC	975	0.603	2.98	0.372

Dalle relazioni geologica è stato rilevato che la Categoria di Sottosuolo che interessa il sito di progetto è la **B** mentre la Categoria Topografica è **T2**.

Di seguito si riporta lo spettro considerato per l'SLV.



#### 4.1.6 MODELLO DI CALCOLO

##### 4.1.6.1 GENERALITA'

L'analisi di tipo numerico è stata realizzata mediante il programma di calcolo MIDAS GEN, prodotto da Harpaceas S.r.l., via G. Richard 1 Milano.

Le procedure di verifica adottate seguono il metodo di calcolo degli stati limite ultimo (SLU e SLV).

Le dimensioni geometriche della struttura sono stabilite individuando dei nodi sulla struttura.

Gli elementi utilizzati per la platea sono bidimensionali quadrilateri (4 nodi) del tipo "plate".

I carichi vengono applicati alla struttura sia come carichi distribuiti che agiscono sugli elementi sia come carichi concentrati.

Il peso proprio degli elementi viene calcolato in automatico dal programma dal momento che nel modello si tiene in conto delle differenti sezioni della struttura.

Per individuare i carichi agenti da riportare sulla platea si è deciso di modellare, in via semplificata, l'edificio prefabbricato assegnando i pesi propri dell'edificio, il carico da neve, di vento e di sisma.

Si è quindi potuto individuare nei nodi alla base le sollecitazioni agenti che sono state poi riportate nel modello generale della fondazione.

##### 4.1.6.2 COMBINAZIONI DI CARICO

Di seguito si riportano le combinazioni utilizzate per il calcolo delle sollecitazioni alla base del edificio prefabbricato.

LIST OF LOAD COMBINATIONS

```

=====
=====
NUM NAME      ACTIVE      TYPE
      LOADCASE(FACTOR) +      LOADCASE(FACTOR) +      LOADCASE(FACTOR)
=====
=====
-----
5  gLCB1 SLU   Active      Add
      PPauto( 1.300) +      PP( 1.300) +      Neve<1000( 1.500)

```

+ Vy+( 0.900)

---

6 gLCB2 SLU Active Add  
 PPauto( 1.300) + PP( 1.300) + Neve<1000( 1.500)  
 + Vy-( 0.900)

---

7 gLCB3 SLU Active Add  
 PPauto( 1.300) + PP( 1.300) + Neve<1000( 1.500)  
 + Vx+( 0.900)

---

8 gLCB4 SLU Active Add  
 PPauto( 1.300) + PP( 1.300) + Neve<1000( 1.500)  
 + Vx-( 0.900)

---

9 gLCB5 SLU Active Add  
 PPauto( 1.300) + PP( 1.300) + Neve<1000( 0.750)  
 + Vy+( 1.500)

---

10 gLCB6 SLU Active Add  
 PPauto( 1.300) + PP( 1.300) + Neve<1000( 0.750)  
 + Vy-( 1.500)

---

11 gLCB7 SLU Active Add  
 PPauto( 1.300) + PP( 1.300) + Neve<1000( 0.750)  
 + Vx-( 1.500)

---

12 gLCB8 SLU Active Add  
 PPauto( 1.300) + PP( 1.300) + Neve<1000( 0.750)  
 + Vx+( 1.500)

---

17 gLCB9 SLU Active Add  
 PPauto( 1.300) + PP( 1.300) + Vy+( 1.500)

---

18	gLCB10 SLU	Active	Add		
				PPauto( 1.300) +	PP( 1.300) + Vy-( 1.500)
-----					
19	gLCB11 SLU	Active	Add		
				PPauto( 1.300) +	PP( 1.300) + Vx+( 1.500)
-----					
20	gLCB12 SLU	Active	Add		
				PPauto( 1.300) +	PP( 1.300) + Vx-( 1.500)
-----					
45	gLCB13 SLU	Active	Add		
				PPauto( 1.300) +	PP( 1.300) + Neve<1000( 0.750)
-----					
46	gLCB1 SLV	Active	Add		
				PPauto( 1.000) +	PP( 1.000) + sisx SLV( 1.000)
	+			sisx SLV( 1.000) +	sisy SLV( 0.300) + sisy SLV( 0.300)
-----					
47	gLCB2 SLV	Active	Add		
				PPauto( 1.000) +	PP( 1.000) + sisx SLV( 1.000)
	+			sisx SLV(-1.000) +	sisy SLV( 0.300) + sisy SLV(-0.300)
-----					
48	gLCB3 SLV	Active	Add		
				PPauto( 1.000) +	PP( 1.000) + sisx SLV( 1.000)
	+			sisx SLV( 1.000) +	sisy SLV(-0.300) + sisy SLV(-0.300)
-----					
49	gLCB4 SLV	Active	Add		
				PPauto( 1.000) +	PP( 1.000) + sisx SLV( 1.000)
	+			sisx SLV(-1.000) +	sisy SLV(-0.300) + sisy SLV( 0.300)
-----					
50	gLCB5 SLV	Active	Add		
				PPauto( 1.000) +	PP( 1.000) + sisy SLV( 1.000)
	+			sisy SLV( 1.000) +	sisx SLV( 0.300) + sisx SLV( 0.300)
-----					
51	gLCB6 SLV	Active	Add		

	PPauto( 1.000) +	PP( 1.000) +	sisy SLV( 1.000)
+	sisy SLV(-1.000) +	sisx SLV( 0.300) +	sisx SLV(-0.300)

---

52	gLCB7 SLV Active	Add	
	PPauto( 1.000) +	PP( 1.000) +	sisy SLV( 1.000)
+	sisy SLV( 1.000) +	sisx SLV(-0.300) +	sisx SLV(-0.300)

---

53	gLCB8 SLV Active	Add	
	PPauto( 1.000) +	PP( 1.000) +	sisy SLV( 1.000)
+	sisy SLV(-1.000) +	sisx SLV(-0.300) +	sisx SLV( 0.300)

---

54	gLCB9 SLV Active	Add	
	PPauto( 1.000) +	PP( 1.000) +	sisx SLV( 1.000)
+	sisx SLV( 1.000) +	sisy SLV( 0.300) +	sisy SLV(-0.300)

---

55	gLCB10 SLV Active	Add	
	PPauto( 1.000) +	PP( 1.000) +	sisx SLV( 1.000)
+	sisx SLV(-1.000) +	sisy SLV( 0.300) +	sisy SLV( 0.300)

---

56	gLCB11 SLV Active	Add	
	PPauto( 1.000) +	PP( 1.000) +	sisx SLV( 1.000)
+	sisx SLV( 1.000) +	sisy SLV(-0.300) +	sisy SLV( 0.300)

---

57	gLCB12 SLV Active	Add	
	PPauto( 1.000) +	PP( 1.000) +	sisx SLV( 1.000)
+	sisx SLV(-1.000) +	sisy SLV(-0.300) +	sisy SLV(-0.300)

---

58	gLCB13 SLV Active	Add	
	PPauto( 1.000) +	PP( 1.000) +	sisy SLV( 1.000)
+	sisy SLV( 1.000) +	sisx SLV( 0.300) +	sisx SLV(-0.300)

---

59	gLCB14 SLV Active	Add	
	PPauto( 1.000) +	PP( 1.000) +	sisy SLV( 1.000)

+ sisy SLV(-1.000) + sisx SLV( 0.300) + sisx SLV( 0.300)

---

60 gLCB15 SLV Active Add  
 PPauto( 1.000) + PP( 1.000) + sisy SLV( 1.000)  
 + sisy SLV( 1.000) + sisx SLV(-0.300) + sisx SLV( 0.300)

---

61 gLCB16 SLV Active Add  
 PPauto( 1.000) + PP( 1.000) + sisy SLV( 1.000)  
 + sisy SLV(-1.000) + sisx SLV(-0.300) + sisx SLV(-0.300)

---

62 gLCB17 SLV Active Add  
 PPauto( 1.000) + PP( 1.000) + sisx SLV(-1.000)  
 + sisx SLV(-1.000) + sisy SLV(-0.300) + sisy SLV(-0.300)

---

63 gLCB18 SLV Active Add  
 PPauto( 1.000) + PP( 1.000) + sisx SLV(-1.000)  
 + sisx SLV( 1.000) + sisy SLV(-0.300) + sisy SLV( 0.300)

---

64 gLCB19 SLV Active Add  
 PPauto( 1.000) + PP( 1.000) + sisx SLV(-1.000)  
 + sisx SLV(-1.000) + sisy SLV( 0.300) + sisy SLV( 0.300)

---

65 gLCB20 SLV Active Add  
 PPauto( 1.000) + PP( 1.000) + sisx SLV(-1.000)  
 + sisx SLV( 1.000) + sisy SLV( 0.300) + sisy SLV(-0.300)

---

66 gLCB21 SLV Active Add  
 PPauto( 1.000) + PP( 1.000) + sisy SLV(-1.000)  
 + sisy SLV(-1.000) + sisx SLV(-0.300) + sisx SLV(-0.300)

---

67 gLCB22 SLV Active Add  
 PPauto( 1.000) + PP( 1.000) + sisy SLV(-1.000)  
 + sisy SLV( 1.000) + sisx SLV(-0.300) + sisx SLV( 0.300)



---

68 gLCB23 SLV Active Add  
 PPauto( 1.000) + PP( 1.000) + sisy SLV(-1.000)  
 + sisy SLV(-1.000) + sisx SLV( 0.300) + sisx SLV( 0.300)

---

69 gLCB24 SLV Active Add  
 PPauto( 1.000) + PP( 1.000) + sisy SLV(-1.000)  
 + sisy SLV( 1.000) + sisx SLV( 0.300) + sisx SLV(-0.300)

---

70 gLCB25 SLV Active Add  
 PPauto( 1.000) + PP( 1.000) + sisx SLV(-1.000)  
 + sisx SLV(-1.000) + sisy SLV(-0.300) + sisy SLV( 0.300)

---

71 gLCB26 SLV Active Add  
 PPauto( 1.000) + PP( 1.000) + sisx SLV(-1.000)  
 + sisx SLV( 1.000) + sisy SLV(-0.300) + sisy SLV(-0.300)

---

72 gLCB27 SLV Active Add  
 PPauto( 1.000) + PP( 1.000) + sisx SLV(-1.000)  
 + sisx SLV(-1.000) + sisy SLV( 0.300) + sisy SLV(-0.300)

---

73 gLCB28 SLV Active Add  
 PPauto( 1.000) + PP( 1.000) + sisx SLV(-1.000)  
 + sisx SLV( 1.000) + sisy SLV( 0.300) + sisy SLV( 0.300)

---

74 gLCB29 SLV Active Add  
 PPauto( 1.000) + PP( 1.000) + sisy SLV(-1.000)  
 + sisy SLV(-1.000) + sisx SLV(-0.300) + sisx SLV( 0.300)

---

75 gLCB30 SLV Active Add  
 PPauto( 1.000) + PP( 1.000) + sisy SLV(-1.000)  
 + sisy SLV( 1.000) + sisx SLV(-0.300) + sisx SLV(-0.300)

---

76	gLCB31 SLV	Active	Add	
				PPauto( 1.000) +
				sisy SLV(-1.000)
+				PP( 1.000) +
				sisx SLV( 0.300) +
				sisy SLV(-1.000)
				sisx SLV(-0.300)
-----				
77	gLCB32 SLV	Active	Add	
				PPauto( 1.000) +
				sisy SLV(-1.000)
+				PP( 1.000) +
				sisx SLV( 0.300) +
				sisy SLV( 1.000) +
				sisx SLV( 0.300)
-----				
178	gLCB1 SLE RARA	Active	Add	
				PPauto( 1.000) +
				Neve<1000( 1.000)
+				Vy+( 0.600)
-----				
179	gLCB2 SLE RARA	Active	Add	
				PPauto( 1.000) +
				Neve<1000( 1.000)
+				Vy-( 0.600)
-----				
180	gLCB3 SLE RARA	Active	Add	
				PPauto( 1.000) +
				Neve<1000( 1.000)
+				Vx+( 0.600)
-----				
181	gLCB4 SLE RARA	Active	Add	
				PPauto( 1.000) +
				Neve<1000( 1.000)
+				Vx-( 0.600)
-----				
182	gLCB5 SLE RARA	Active	Add	
				PPauto( 1.000) +
				Neve<1000( 0.500)
+				Vy+( 1.000)
-----				
183	gLCB6 SLE RARA	Active	Add	
				PPauto( 1.000) +
				Neve<1000( 0.500)
+				Vy-( 1.000)
-----				
184	gLCB7 SLE RARA	Active	Add	

PPauto( 1.000) +                      PP( 1.000) +                      Neve<1000( 0.500)  
+                      Vx+( 1.000)

---

185 gLCB8 SLE RARA Active

Add

PPauto( 1.000) +                      PP( 1.000) +                      Neve<1000( 0.500)  
+                      Vx-( 1.000)

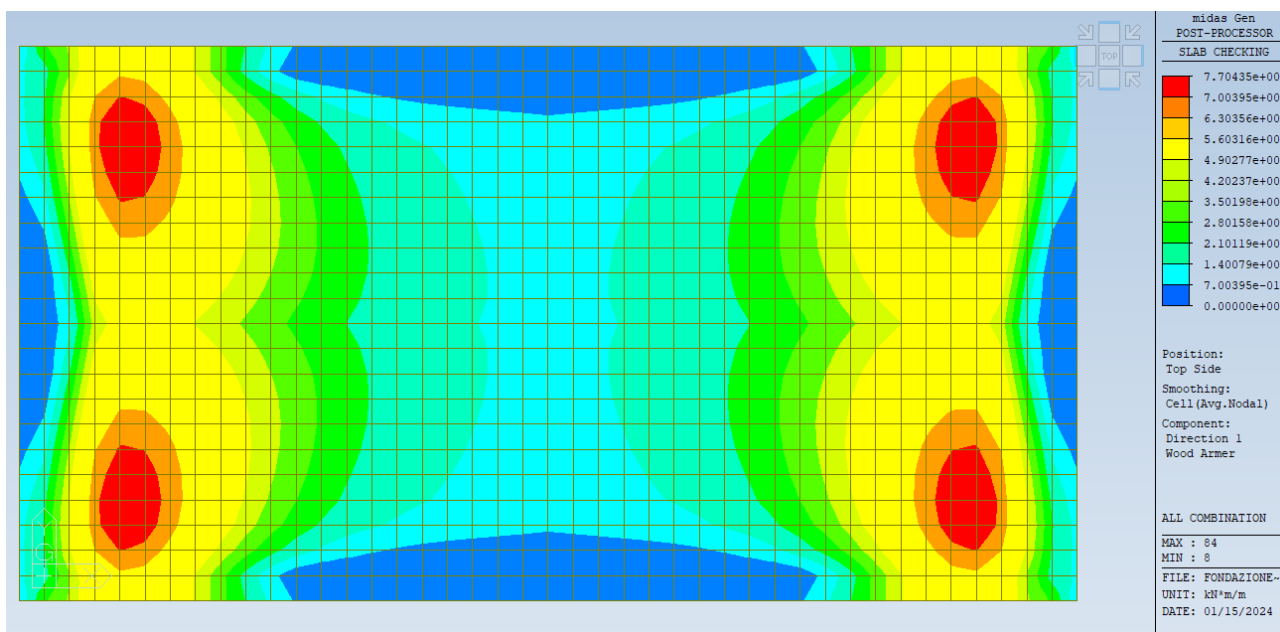
---

## 4.1.7 VERIFICHE DELLA PLATEA

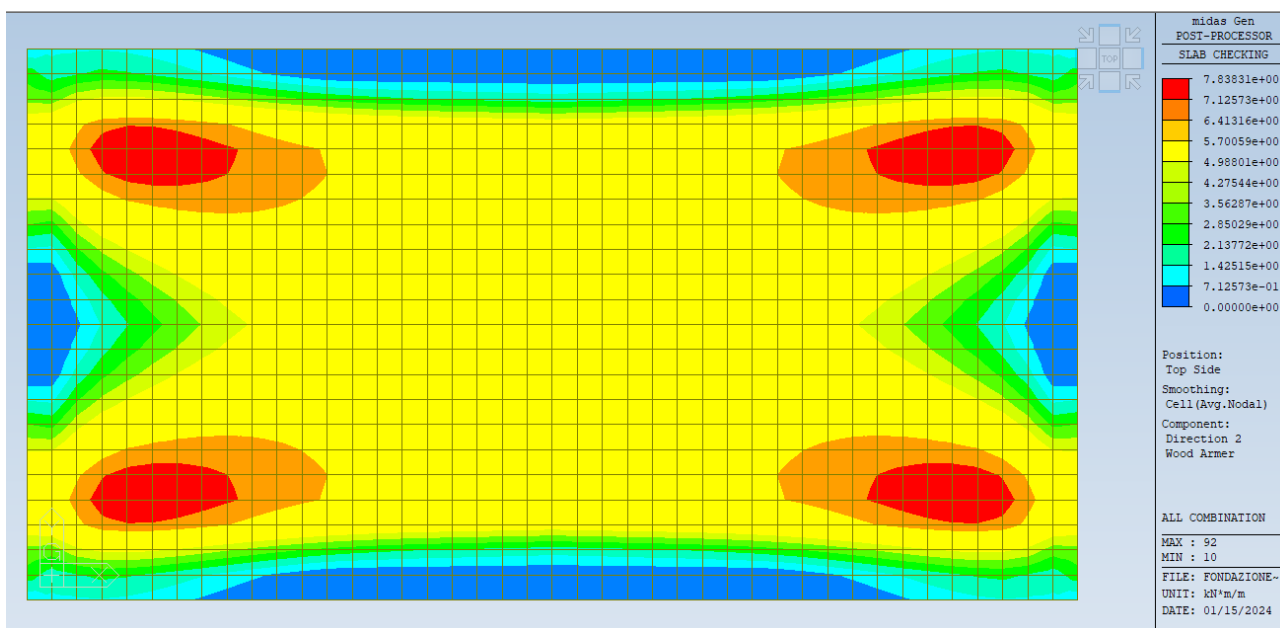
### 4.1.7.1 VERIFICA DI RESISTENZA A FLESSIONE

La verifica della platea è stata condotta accertando che la medesima rimanga in campo elastico.

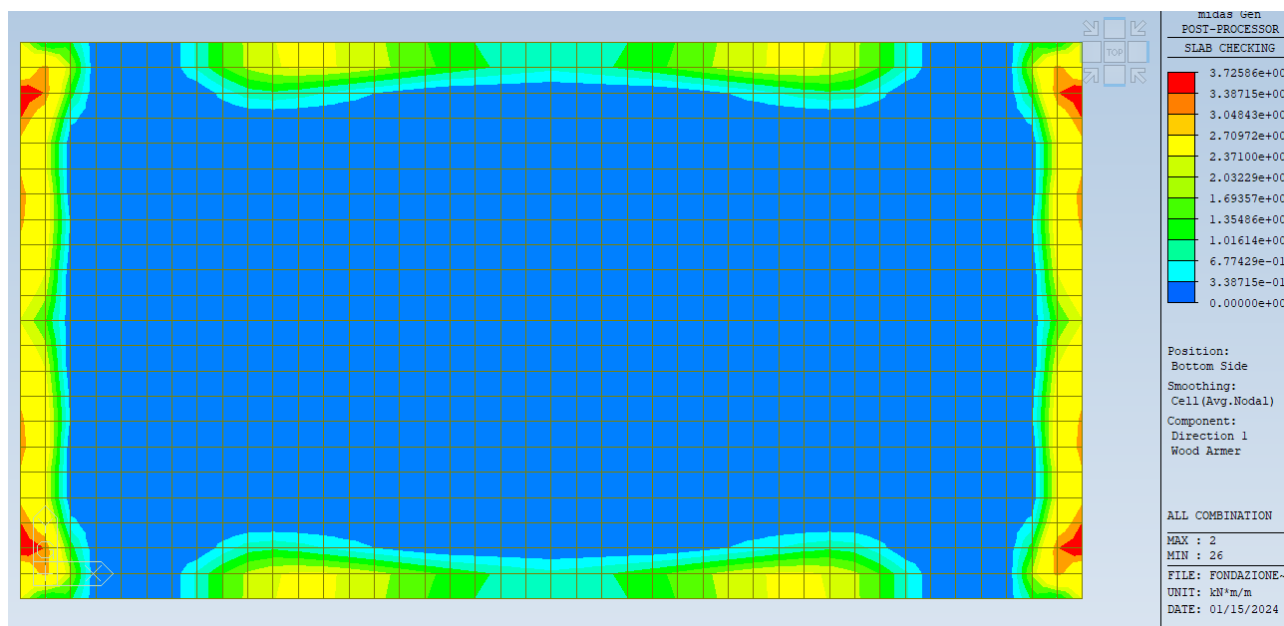
Si riportano di seguito gli involuipi dei momenti SLU e SLV in direzione x e y, top e bottom.



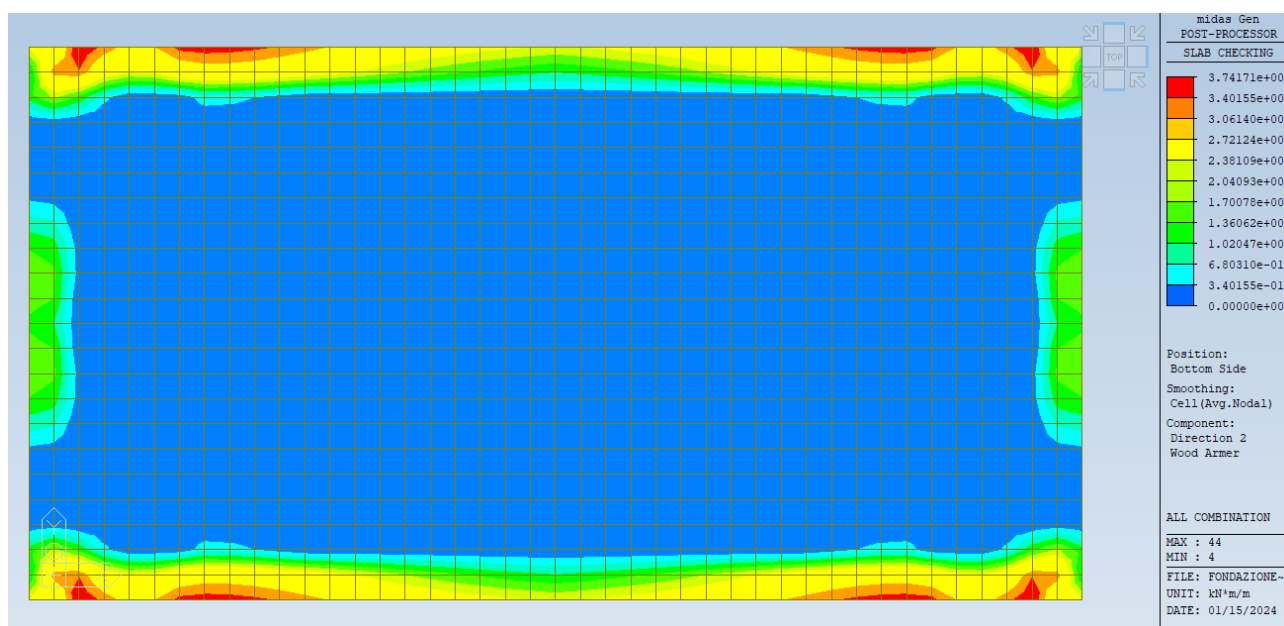
Top direzione x



Top direzione y



Bottom direzione x



Bottom direzione y

La platea è armata da 1Ø12/200 in entrambe le direzioni e sia inferiormente che superiormente.

Il valore del momento resistente è il seguente.

Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : \_\_\_\_\_

N\* strati barre  Zoom

N*	b [cm]	h [cm]
1	100	30

N*	As [cm²]	d [cm]
1	5,65	5,3
2	5,65	24,7

**Tipo Sezione**

Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

**Sollecitazioni**

S.L.U.  Metodo n

N<sub>Ed</sub>   kN  
M<sub>xEd</sub>   kNm  
M<sub>yEd</sub>

**P.to applicazione N**

Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN   
yN

**Tipo rottura**  
Lato acciaio - Acciaio elastico

**Metodo di calcolo**

S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

**Tipo flessione**

Retta  Deviata

N\* rett.

L<sub>0</sub>  cm

Precompresso

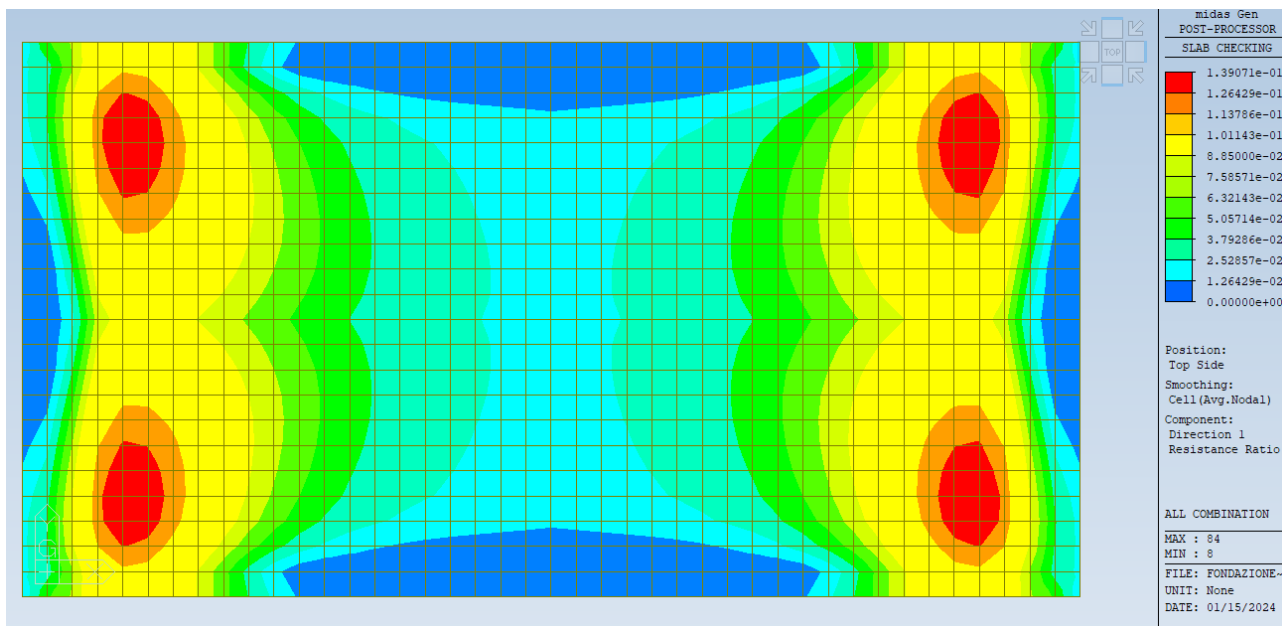
**Materiali**

B450C		C25/30	
$\epsilon_{su}$	1,863 ‰	$\epsilon_{c2}$	2 ‰
$f_{yd}$	391,3 N/mm <sup>2</sup>	$\epsilon_{cu}$	3,5
$E_s$	210.000 N/mm <sup>2</sup>	$f_{cd}$	14,17
$E_s/E_c$	15	$f_{cc}/f_{cd}$	0,8 ?
$\epsilon_{syd}$	1,863 ‰	$\sigma_{c,adm}$	9,75
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{co}$	0,6
		$\tau_{c1}$	1,829

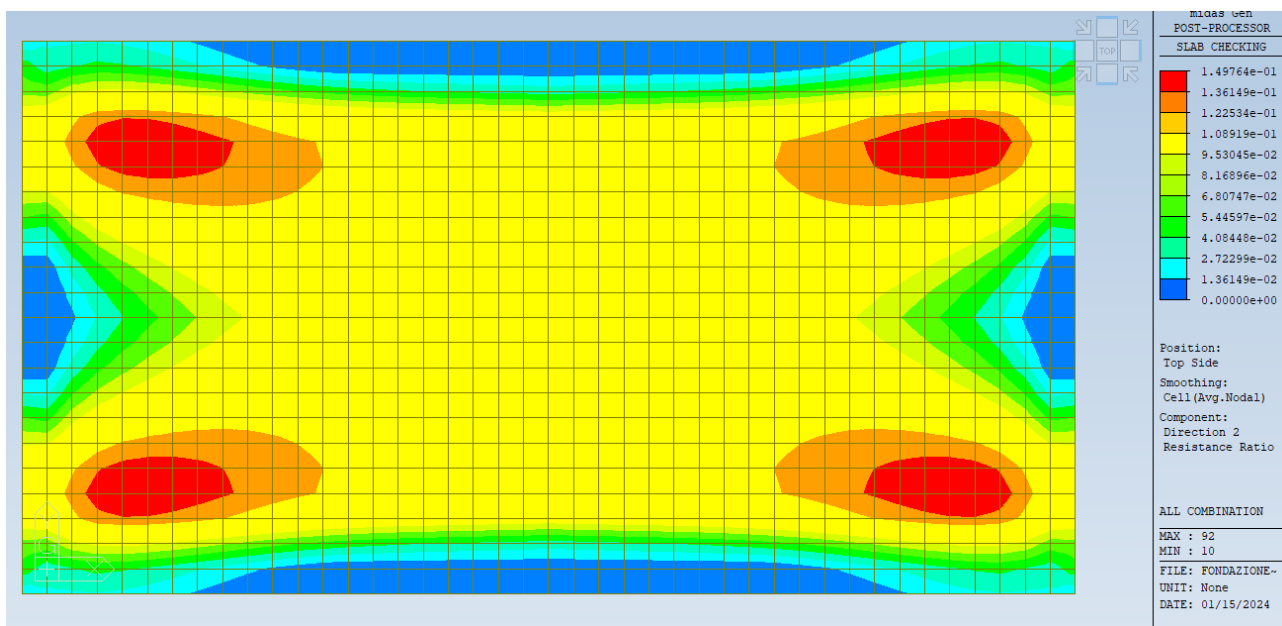
M<sub>xRd</sub>  kN m

$\sigma_c$   N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$   N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_c$   ‰  
 $\epsilon_s$   ‰  
d  cm  
x  x/d   
 $\delta$

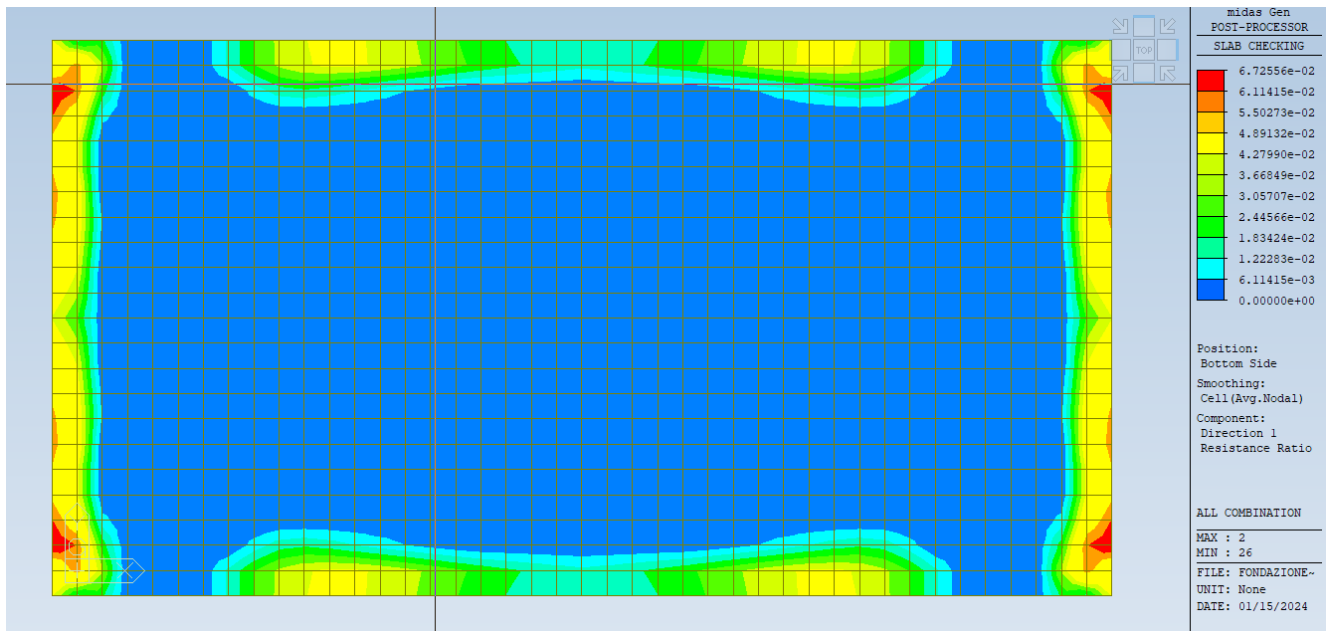
Di seguito si riportano i coefficienti di sfruttamento ottenuti nelle 4 direzioni.



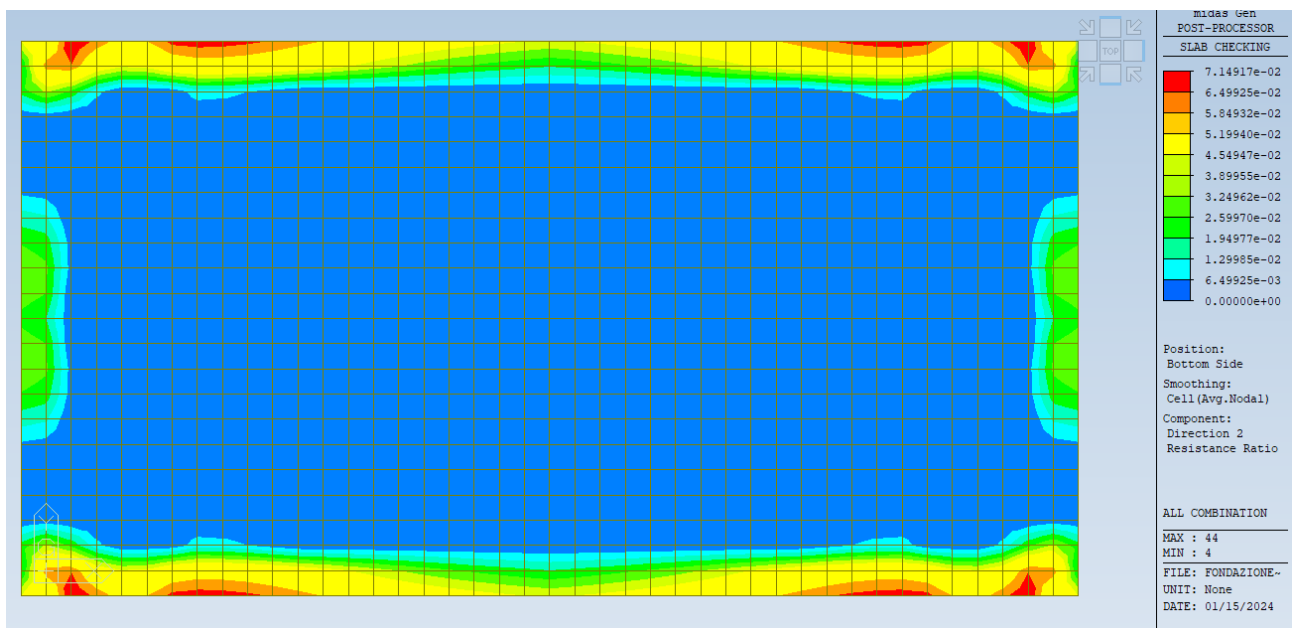
Coefficiente di sfruttamento top direzione x



Coefficiente di sfruttamento top direzione y



Coefficiente di sfruttamento bottom direzione x

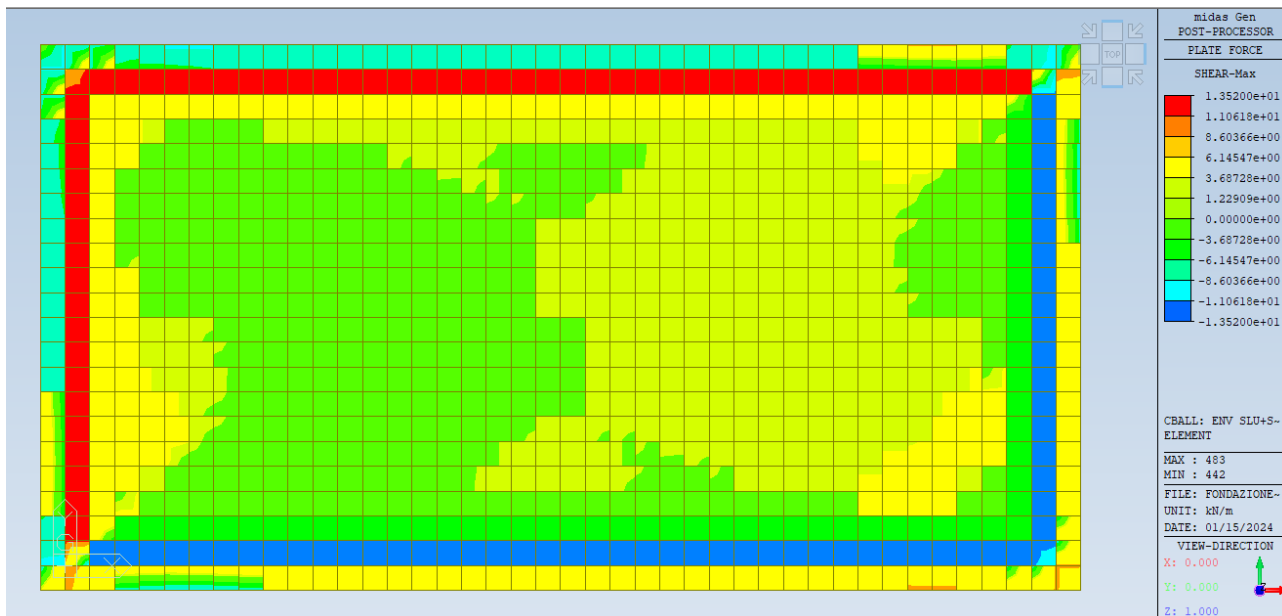


Coefficiente di sfruttamento bottom direzione y



#### 4.1.7.2 VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO

Di seguito si riporta il diagramma delle sollecitazioni taglianti nella combinazione all'involuppo allo SLU e SLV.



Il taglio resistente della platea senza armatura a taglio è il seguente

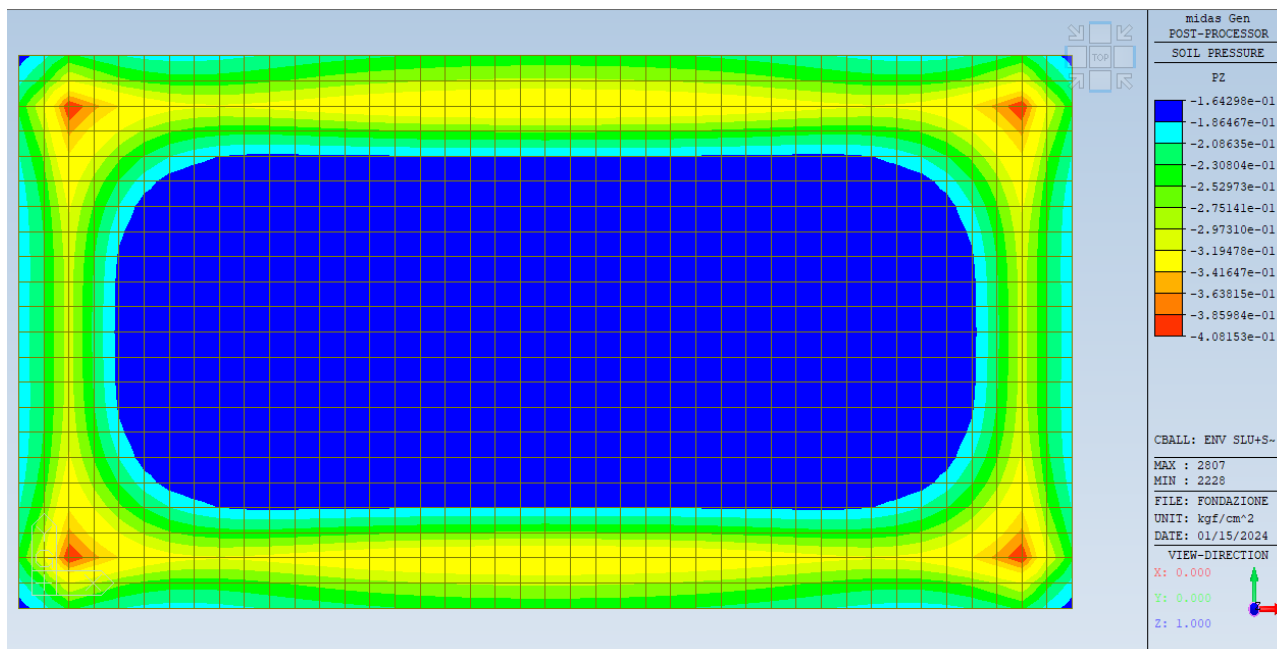
<u>Verifica allo stato limite per sollecitazione di TAGLIO</u>					
<u>Caratteristiche materiali dati</u>					
<u>calcestruzzo</u>			<u>acciaio</u>		
Rck	30	MPa	resistenza caratteristica su cubi	fyk	450 MPa
fck	24.9	MPa	resistenza caratteristica cilindrica	B450C	Tensione di snervamento
fcm	32.9	MPa	resistenza caratteristica media	fyd	391.30 MPa
Ecm	31447	MPa	Modulo elastico medio		resistenza di calcolo
fcd	14.11	MPa	resistenza di calcolo a compressione	fbd	2.69 MPa
fctm	2.56	MPa	resistenza media a trazione semplice		resistenza aderenza acciaio-clt
fctd	1.19	MPa	resistenza di calcolo a trazione semplice		
<u>Caratteristiche sezioni</u>					
H=	0.3	m	$\alpha_c = 1$	3.5275	7.055
B=	1	m	k= 1.860663		
d=	0.27	m	$v_{min} = 0.443271$	Mpa	
Asw=	2.24	cm <sup>2</sup> [Area staffe]	$\sigma_{op} = 0.000$	Mpa	N <sub>ed</sub> = 0 kN
s=	0.4	m [passo staffe]	pl 0.002093		
Asl=	5.65	cm <sup>2</sup>			
$\alpha$ =	90	inclinazione staffe rispetto l'asse della trave			
$\theta$ =	22	inclinazione puntoni di cls rispetto l'asse della trave		$\theta = 10.15$	
<u>Elementi senza armature trasversali resistenti al taglio</u>					
V <sub>Rd</sub> =	120	kN			

Come è possibile notare il massimo taglio sollecitante è pari a 13.5 kN/m, il taglio resistente è pari a 120 kN/m. La verifica pertanto è soddisfatta e non sono necessarie armature a taglio nella platea.

### 4.1.7.3 VERIFICA DELLE PRESSIONI

La verifica delle pressioni è stata effettuata secondo le combinazioni SLU e SLV.

Di seguito si riportano i valori ottenuti.

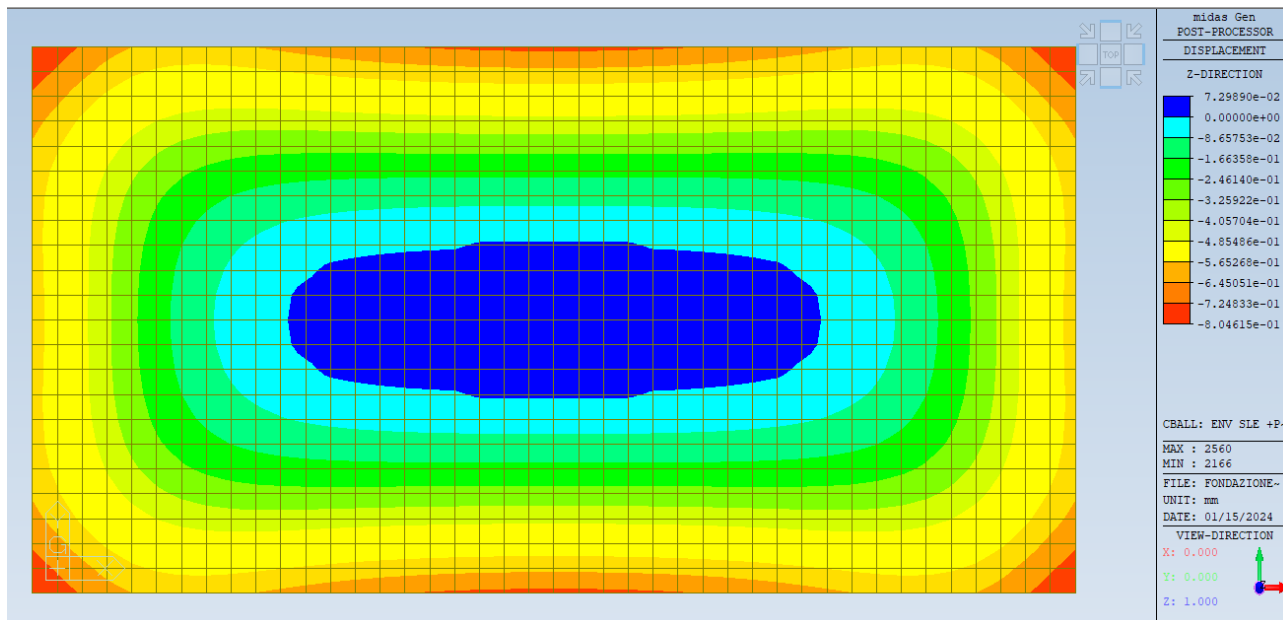


La pressione massima è pari a 0.40kg/cm<sup>2</sup>, compatibile con la capacità portante del terreno assunto per l'analisi.

#### 4.1.7.4 VERIFICA DEI CEDIMENTI

La verifica dei cedimenti è stata effettuata secondo le combinazioni SLE.

Di seguito si riportano i valori ottenuti.



Il cedimento massimo è pari a 0.8mm, compatibile con le condizioni di esercizio della struttura.

## 4.2 FONDAZIONE PER INVERTER E BATTERIE

### 4.2.1 DESCRIZIONE DELLE OPERE

Ciascun inverter è posizionato su una platea di dimensioni pari a 14x3.5x0.3m. In totale sono presenti 3 inverter. Ciascuna batteria è posizionata su una platea di dimensioni pari a 7x3.5x0.3m. In totale sono presenti 12 batterie.

Al di sotto della fondazione verrà posato uno strato di calcestruzzo magro di spessore pari a 0.10 m.

### 4.2.2 CARICHI PERMANENTI

I pesi dei vari elementi sono i seguenti:

- Inverter: 15.000 kg
- Batteria: 35.000 kg

L'inverter ha dimensioni 12.192x2.43x2.896m che coincide ad un carico uniformemente distribuito sulla platea pari a 310 kg/m<sup>2</sup>.

La batteria ha dimensioni pari a 6.058x2.462x2.896m che coincide ad un carico uniformemente distribuito sulla platea pari a 1430 kg/m<sup>2</sup>.

### 4.2.3 VERIFICHE DELLA PLATEA

Data la natura di questi elementi si procede nel seguente modo:

- Si ipotizza che gli elementi siano appoggiati in continuità sulla platea
- Si applica il carico uniformemente distribuito calcolato precedentemente in un modello di calcolo (si considera una k di Winkler pari a 50000 kN/m<sup>3</sup>) sull'effettiva area del oggetto
- Si arma la platea a flessione sulla base delle sollecitazioni di calcolo derivate dall'analisi
- Viene calcolata la pressione e si verifica che quest'ultima rientri nel range del progetto.

Per l'armatura si prevede 1Ø12/200 superiore e inferiore in entrambe le direzioni. Il momento resistente della sezione armata nel seguente modo è pari a 49kNm/m. il momento sollecitante massimo è pari a 7 kNm/m. Si ritiene pertanto soddisfatta la verifica.

La pressione agente sulla fondazione dell'inverter è pari a 0.031 kg/cm<sup>2</sup>. La pressione agente sulla fondazione della batteria è pari a 0.14 kg/cm<sup>2</sup>. Entrambi i valori sono compatibili con la capacità portante del terreno assunto per l'analisi.

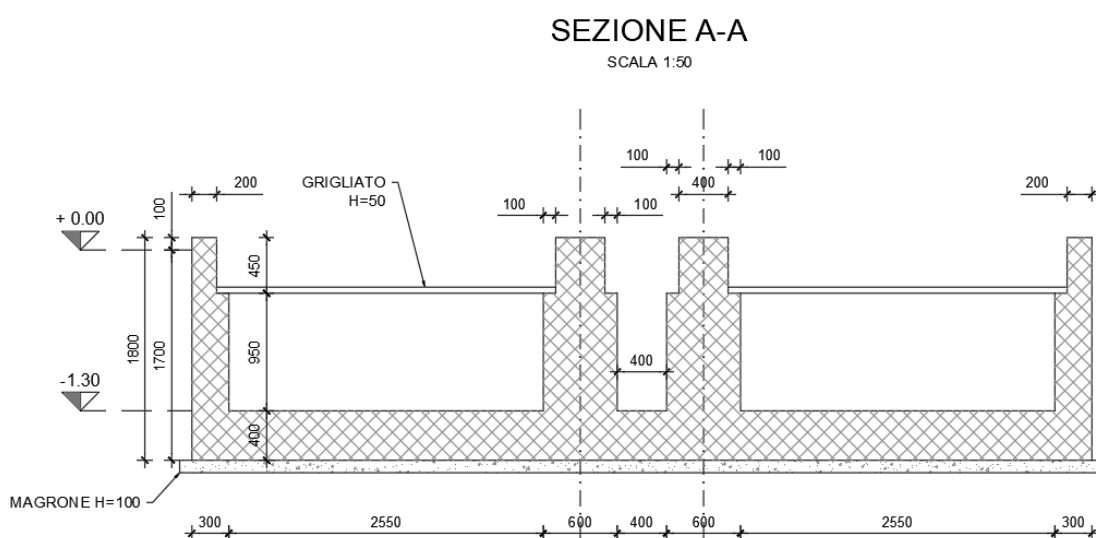
## 4.3 FONDAZIONE PER TRASFORMATORE

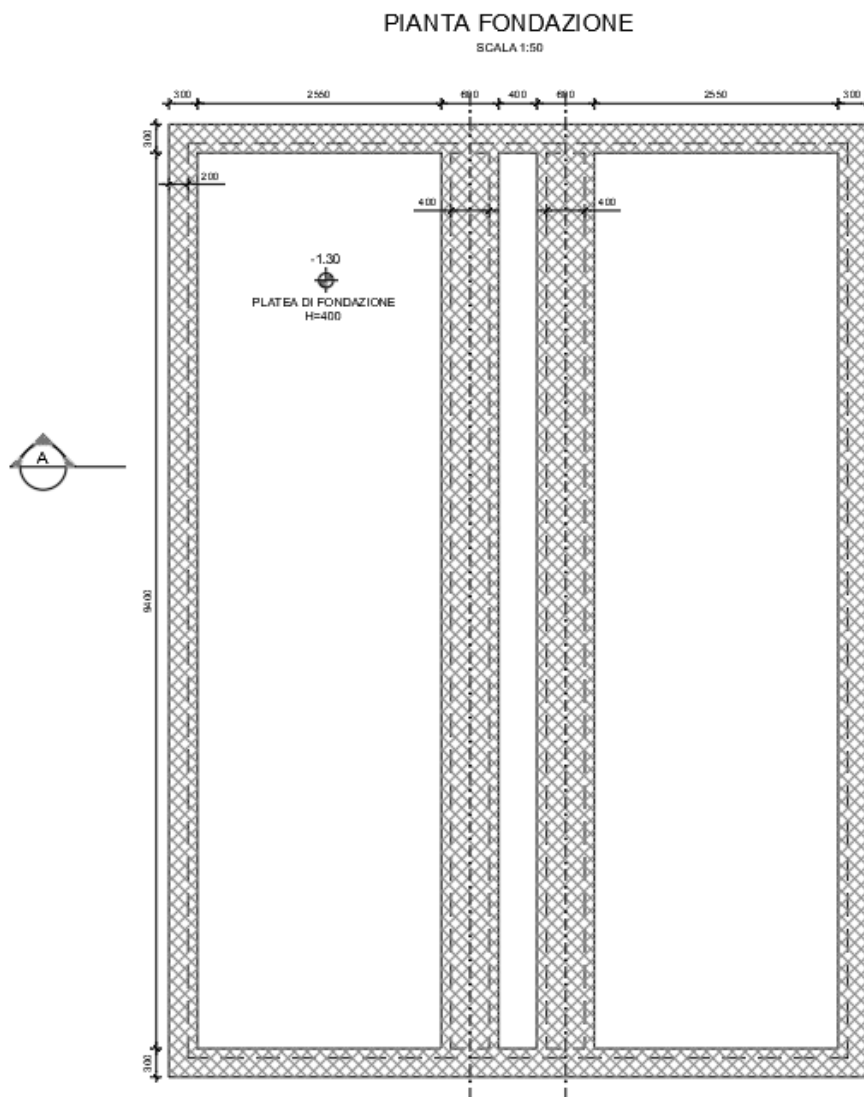
### 4.3.1 DESCRIZIONE DELLE OPERE

La fondazione del trasformatore ad olio è costituita da una platea di fondazione in calcestruzzo armato gettata in opera di dimensioni in pianta 10 x 7.3 m ed altezza 0.40 m. A distanza di 2.55 m dall'estremità della platea si predispongono due travi di base 0.60 m ed altezza 1.40 m sulle quali verranno installati i binari su cui poggerà il trasformatore. Si delimitano in questo modo tre vasche per la raccolta dell'olio che potrebbe fuoriuscire dal trasformatore. A chiusura delle vasche verrà posato un grigliato elettrosaldato ricoperto da ciottoli.

Il piano di imposta della fondazione è a quota -1.70 m dal piano campagna. La fondazione verrà realizzata in modo tale da emergere di soli 0.10 m al di fuori del piano di calpestio. Al di sotto della fondazione verrà posato uno strato di calcestruzzo magro di spessore pari a 0.10 m.

Di seguito si riporta una pianta e una sezione della fondazione.





#### 4.3.2 CARICHI PERMANENTI

Per il dimensionamento preliminare della fondazione si assume che il trasformatore abbia un peso, stimato in via cautelativa, su indicazione di fornitori, pari a 60.000 kg a cui si aggiunge un peso di 30.000 kg di olio.

Si considerano inoltre i pesi dei ciottoli (20 kN/mq) e del grigliato di copertura vasche (0.6 kN/mq).

Le modalità di applicazione dei carichi sono le seguenti:

- Peso proprio del trasformatore: concentrato sui punti di fissaggio delle ruote ai binari;
- Peso dell'olio, ciottoli e grigliato: uniformemente distribuito come pressione sul fondo delle vasche (ciottoli e grigliato mediante i muri perimetrali e travi centrali).

### 4.3.3 AZIONE DELLA NEVE

Il calcolo della neve viene condotto secondo la seguente formula delle NTC2018

$$Q_s = q_{sk} \cdot \mu_i \cdot C_e \cdot C_t$$

Dove:

- $q_{sk}$  è il valore caratteristico della neve al suolo. Nel caso in esame Luras (a 300 m s.l.m.), in Sardegna, si trova nella fascia III. Quindi  $q_{sk}$  è pari a 0.75 kN/m<sup>2</sup>
- $C_e$  è posto pari a 1
- $C_t$  è posto pari a 1
- $\mu_i$  è posto pari a 0.8 in quanto si considera la copertura del trasformatore come se fosse piana.

Si ottiene  $q_s = 0.6$  kN/m<sup>2</sup>.

Ogni punto di appoggio, considerando il trasformatore di dimensioni 8.5x5x4.5, ha un carico da neve pari a 6.4 kN.

### 4.3.4 AZIONE DEL VENTO

Si riporta di seguito i parametri per il calcolo dell'azione del vento per il sito in esame

	Zona	6	
	Altitudine s.l.m. $a_s$	330	m
Velocità di riferimento del vento	$V_{ref} =$	28	m/s
Pressione cinetica di riferimento	$q_{ref} =$	490.00	N/m <sup>2</sup>
Altezza della costruzione	$Z =$	4.5	m
	Categoria di rugosità del sito	D	
	Categoria di esposizione del sito	II	
Coef. di topografia	$C_t = 1$	$C_t = 1$	
	Inclinazione della collina o del dislivello	0.00	°
	Altezza della collina o del dislivello $H =$	0	m
	Nei casi b o c inserisci $x$ o $h$	0	m
Coef. di esposizione	$C_e =$	1.87	Coef. di forma

Considerando un  $c_p$  pari a 1.3 si ottiene un carico da vento, da applicare sulla faccia di maggiore lunghezza, pari a 1.18 kN/m<sup>2</sup>.

#### 4.3.5 AZIONE SISMICA

L'azione sismica è tradotta da spettri in accelerazione. Vista la complessità della struttura si persegue l'obiettivo di una progettazione non dissipativa, le valutazioni sismiche verranno quindi eseguite su spettri di progetto elastici, adottando un fattore di comportamento  $q=1$ .

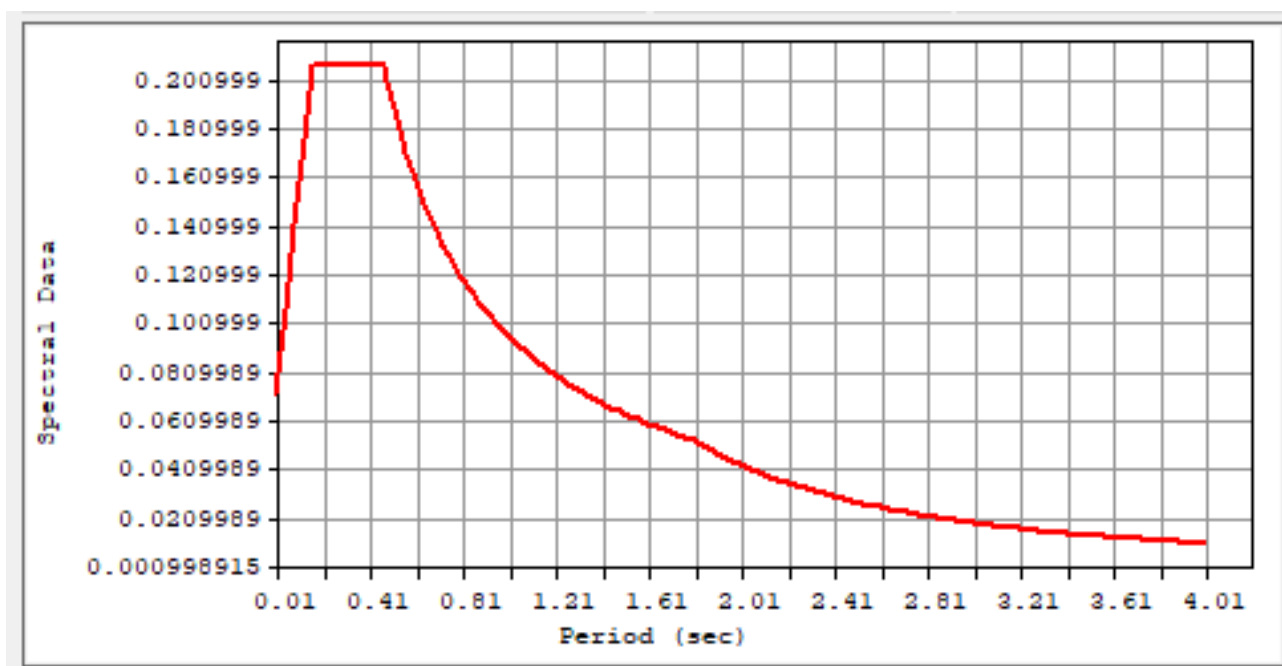
Si definisce una vita nominale per la struttura  $V_N = 50$  anni e una classe d'uso IV

Per la determinazione dell'azione sismica di progetto sono stati considerati i parametri di azione sismica della regione Sardegna, uniformi su tutto il territorio regionale:

Stato limite	Tr [anni]	$a_g$ [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0.186	2.61	0.273
SLD	50	0.235	2.67	0.296
SLV	475	0.500	2.88	0.340
SLC	975	0.603	2.98	0.372

Dalle relazioni geologica è stato rilevato che la Categoria di Sottosuolo che interessa il sito di progetto è la **B** mentre la Categoria Topografica è **T2**.

Di seguito si riporta lo spettro considerato per l'SLV.





## 4.3.6 MODELLO DI CALCOLO

### 4.3.6.1 GENERALITA'

L'analisi di tipo numerico è stata realizzata mediante il programma di calcolo MIDAS GEN, prodotto da Harpaceas S.r.l., via G. Richard 1 Milano.

Le procedure di verifica adottate seguono il metodo di calcolo degli stati limite ultimo (SLU e SLV).

Le dimensioni geometriche della struttura sono stabilite individuando dei nodi sulla struttura.

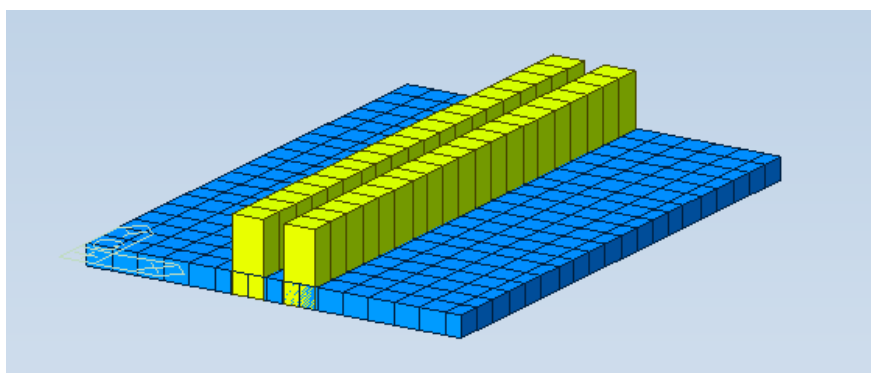
Gli elementi utilizzati per la platea sono bidimensionali quadrilateri (4 nodi) del tipo "plate". Le due travi sono invece discretizzate come elementi "beam".

I carichi vengono applicati alla struttura sia come carichi distribuiti che agiscono sugli elementi sia come carichi concentrati. Il peso proprio degli elementi viene calcolato in automatico dal programma dal momento che nel modello si tiene in conto delle differenti sezioni della struttura.

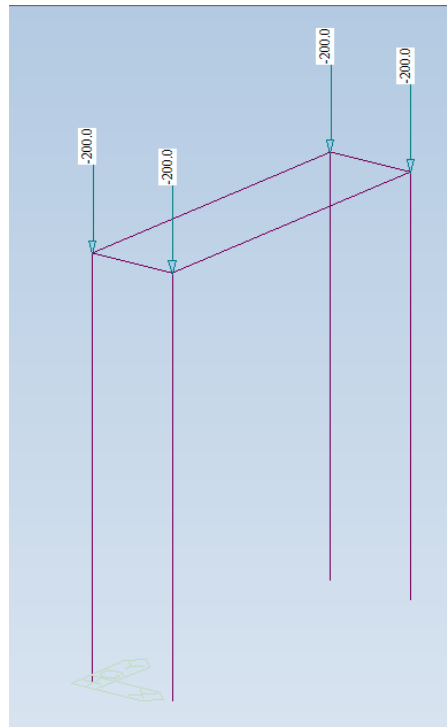
La platea ha dimensione 10x7.3 m e altezza 0.4m. Sulla base della stessa è applicato il carico uniformemente distribuito dato dal grigliato, olio e ciottoli. Le due travi correnti hanno dimensione 0.6x1.4m. Su di esse sono applicati, in 4 punti i carichi verticali dovuti dal peso del trasformatore, dalla neve, dal vento e dal sisma derivanti dal trasformatore superiore.

Per individuare i carichi agenti da riportare sulle travi di fondazione si è deciso di modellare, in via semplificata, il trasformatore tramite 4 aste verticali infinitamente rigide incernierate alla base e collegate nelle due direzioni da altrettante aste orizzontali infinitamente rigide. L'altezza di tale struttura fittizia è stata imposta pari a quella del trasformatore. A tali elementi è stata assegnata la massa del trasformatore (ad ogni nodo di sommità delle aste verticali è stata applicata una massa pari a 200 kN) e nel modello sono state inoltre inserite la neve, il vento e le combinazioni sismiche (in numero pari a 32). Si è quindi potuto individuare nei 4 nodi alla base le sollecitazioni agenti che sono state poi riportate nel modello generale della fondazione.

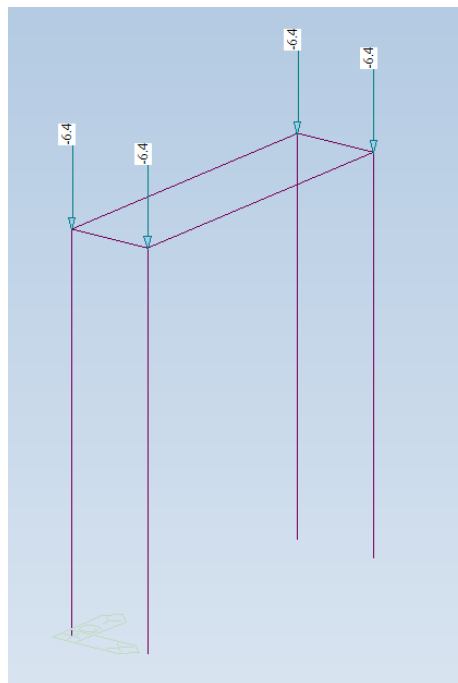
Di seguito si riporta un'immagine del modello MIDAS.



Si riporta di seguito delle immagini con i carichi elementari verticali inseriti nel modello della sovrastruttura.



Peso trasformatore



Neve

#### 4.3.6.2 COMBINAZIONI DI CARICO

Di seguito si riportano le combinazioni utilizzate per il calcolo delle sollecitazioni alla base del trasformatore.

##### LIST OF LOAD COMBINATIONS

```
=====
=====
```

NUM	NAME	ACTIVE	TYPE
	LOADCASE(FACTOR) +	LOADCASE(FACTOR) +	LOADCASE(FACTOR)

```
=====
=====
```

1	gLCB1 SLU	Active	Add
	PP( 1.300)		

```
-----
```

2	Glcb2 SLU	Active	Add
	PP( 1.300) +	Neve<1000( 1.500)	

```
-----
```

3	gLCB3 SLU	Active	Add
	PP( 1.300) +	Neve<1000( 1.500) +	Vx+( 0.900)

```
-----
```

4	gLCB4 SLU	Active	Add
	PP( 1.300) +	Neve<1000( 0.750) +	Vx+( 1.500)

```
-----
```

5	gLCB5 SLU	Active	Add
	PP( 1.300) +	Vx+( 1.500)	

```
-----
```

6	gLCB1 SLV	Active	Add
	PP( 1.000) +	sisx SLV( 1.000) +	sisx SLV( 1.000)

+ sisy SLV( 0.300) + sisy SLV( 0.300)

---

7 gLCB2 SLV Active Add  
 PP( 1.000) + sixs SLV( 1.000) + sixs SLV(-1.000)  
 + sisy SLV( 0.300) + sisy SLV(-0.300)

---

8 gLCB3 SLV Active Add  
 PP( 1.000) + sixs SLV( 1.000) + sixs SLV( 1.000)  
 + sisy SLV(-0.300) + sisy SLV(-0.300)

---

9 gLCB4 SLV Active Add  
 PP( 1.000) + sixs SLV( 1.000) + sixs SLV(-1.000)  
 + sisy SLV(-0.300) + sisy SLV( 0.300)

---

10 gLCB5 SLV Active Add  
 PP( 1.000) + sisy SLV( 1.000) + sisy SLV( 1.000)  
 + sixs SLV( 0.300) + sixs SLV( 0.300)

---

11 gLCB6 SLV Active Add  
 PP( 1.000) + sisy SLV( 1.000) + sisy SLV(-1.000)  
 + sixs SLV( 0.300) + sixs SLV(-0.300)

---

12 gLCB7 SLV Active Add  
 PP( 1.000) + sisy SLV( 1.000) + sisy SLV( 1.000)  
 + sixs SLV(-0.300) + sixs SLV(-0.300)

---

13 gLCB8 SLV Active Add  
 PP( 1.000) + sisx SLV( 1.000) + sisx SLV(-1.000)  
 + sisx SLV(-0.300) + sisx SLV( 0.300)

---

14 gLCB9 SLV Active Add  
 PP( 1.000) + sisx SLV( 1.000) + sisx SLV( 1.000)  
 + sisx SLV( 0.300) + sisx SLV(-0.300)

---

15 gLCB10 SLV Active Add  
 PP( 1.000) + sisx SLV( 1.000) + sisx SLV(-1.000)  
 + sisx SLV( 0.300) + sisx SLV( 0.300)

---

16 gLCB11 SLV Active Add  
 PP( 1.000) + sisx SLV( 1.000) + sisx SLV( 1.000)  
 + sisx SLV(-0.300) + sisx SLV( 0.300)

---

17 gLCB12 SLV Active Add  
 PP( 1.000) + sisx SLV( 1.000) + sisx SLV(-1.000)  
 + sisx SLV(-0.300) + sisx SLV(-0.300)

---

18 gLCB13 SLV Active Add  
 PP( 1.000) + sisx SLV( 1.000) + sisx SLV( 1.000)  
 + sisx SLV( 0.300) + sisx SLV(-0.300)

---

19 gLCB14 SLV Active Add  
 PP( 1.000) + sisx SLV( 1.000) + sisx SLV(-1.000)

+ sisx SLV( 0.300) + sisx SLV( 0.300)

---

20 gLCB15 SLV Active Add  
 PP( 1.000) + sisx SLV( 1.000) + sisx SLV( 1.000)  
 + sisx SLV(-0.300) + sisx SLV( 0.300)

---

21 gLCB16 SLV Active Add  
 PP( 1.000) + sisx SLV( 1.000) + sisx SLV(-1.000)  
 + sisx SLV(-0.300) + sisx SLV(-0.300)

---

22 gLCB17 SLV Active Add  
 PP( 1.000) + sisx SLV(-1.000) + sisx SLV(-1.000)  
 + sisx SLV(-0.300) + sisx SLV(-0.300)

---

23 gLCB18 SLV Active Add  
 PP( 1.000) + sisx SLV(-1.000) + sisx SLV( 1.000)  
 + sisx SLV(-0.300) + sisx SLV( 0.300)

---

24 gLCB19 SLV Active Add  
 PP( 1.000) + sisx SLV(-1.000) + sisx SLV(-1.000)  
 + sisx SLV( 0.300) + sisx SLV( 0.300)

---

25 gLCB20 SLV Active Add  
 PP( 1.000) + sisx SLV(-1.000) + sisx SLV( 1.000)  
 + sisx SLV( 0.300) + sisx SLV(-0.300)

---

26 gLCB21 SLV Active Add  
 PP( 1.000) + sisx SLV(-1.000) + sisx SLV(-1.000)  
 + sisx SLV(-0.300) + sisx SLV(-0.300)

---

27 gLCB22 SLV Active Add  
 PP( 1.000) + sisx SLV(-1.000) + sisx SLV( 1.000)  
 + sisx SLV(-0.300) + sisx SLV( 0.300)

---

28 gLCB23 SLV Active Add  
 PP( 1.000) + sisx SLV(-1.000) + sisx SLV(-1.000)  
 + sisx SLV( 0.300) + sisx SLV( 0.300)

---

29 gLCB24 SLV Active Add  
 PP( 1.000) + sisx SLV(-1.000) + sisx SLV( 1.000)  
 + sisx SLV( 0.300) + sisx SLV(-0.300)

---

30 gLCB25 SLV Active Add  
 PP( 1.000) + sisx SLV(-1.000) + sisx SLV(-1.000)  
 + sisx SLV(-0.300) + sisx SLV( 0.300)

---

31 gLCB26 SLV Active Add  
 PP( 1.000) + sisx SLV(-1.000) + sisx SLV( 1.000)  
 + sisx SLV(-0.300) + sisx SLV(-0.300)

---

32 gLCB27 SLV Active Add  
 PP( 1.000) + sisx SLV(-1.000) + sisx SLV(-1.000)

+ sisv SLV( 0.300) + sisv SLV(-0.300)

---

33 gLCB28 SLV Active Add  
 PP( 1.000) + sisx SLV(-1.000) + sisv SLV( 1.000)  
 + sisv SLV( 0.300) + sisv SLV( 0.300)

---

34 gLCB29 SLV Active Add  
 PP( 1.000) + sisv SLV(-1.000) + sisv SLV(-1.000)  
 + sisx SLV(-0.300) + sisx SLV( 0.300)

---

35 gLCB30 SLV Active Add  
 PP( 1.000) + sisv SLV(-1.000) + sisv SLV( 1.000)  
 + sisx SLV(-0.300) + sisx SLV(-0.300)

---

36 gLCB31 SLV Active Add  
 PP( 1.000) + sisv SLV(-1.000) + sisv SLV(-1.000)  
 + sisx SLV( 0.300) + sisx SLV(-0.300)

---

37 gLCB32 SLV Active Add  
 PP( 1.000) + sisv SLV(-1.000) + sisv SLV( 1.000)  
 + sisx SLV( 0.300) + sisx SLV( 0.300)

---

38 gLCB1 SLE RARA Active Add  
 PP( 1.000) + Neve<1000( 1.000)

---

39 gLCB2 SLE RARA Active Add



PP( 1.000) +      Neve<1000( 1.000) +      Vx+( 0.600)

---

40 gLCB3 SLE RARA Active      Add

PP( 1.000) +      Neve<1000( 0.500) +      Vx+( 1.000)

---

41 gLCB4 SLE RARA Active      Add

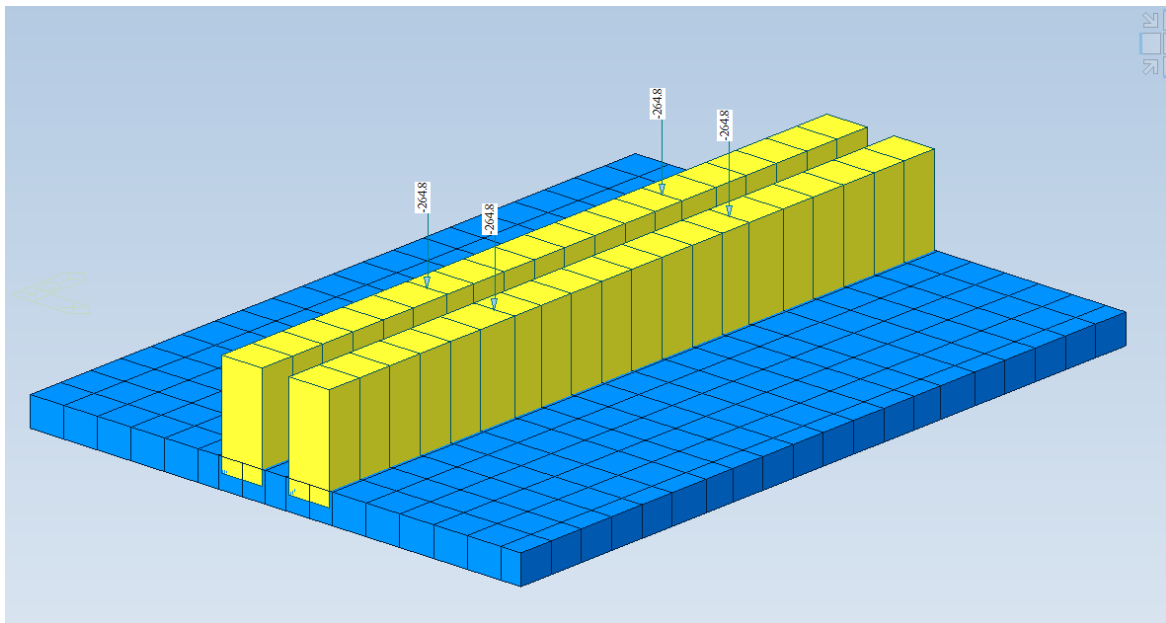
PP( 1.000)

---

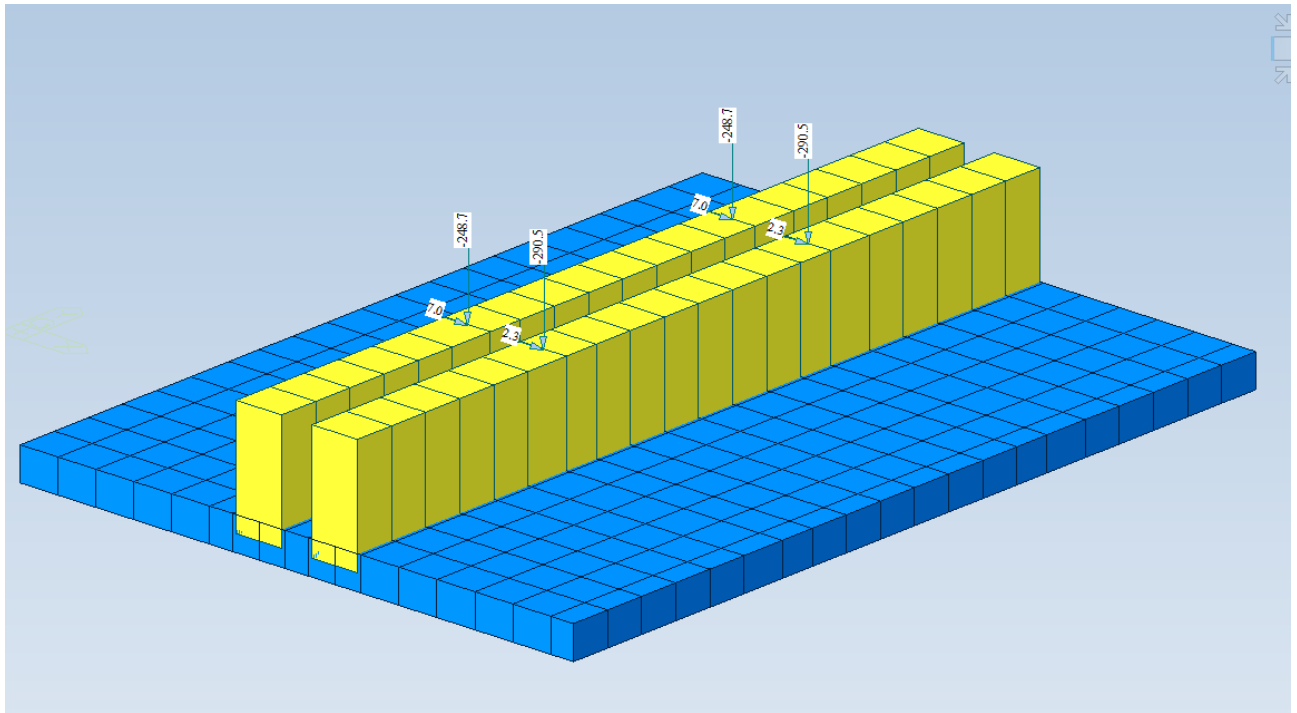
42 gLCB5 SLE RARA Active      Add

PP( 1.000) +      Vx+( 1.000)

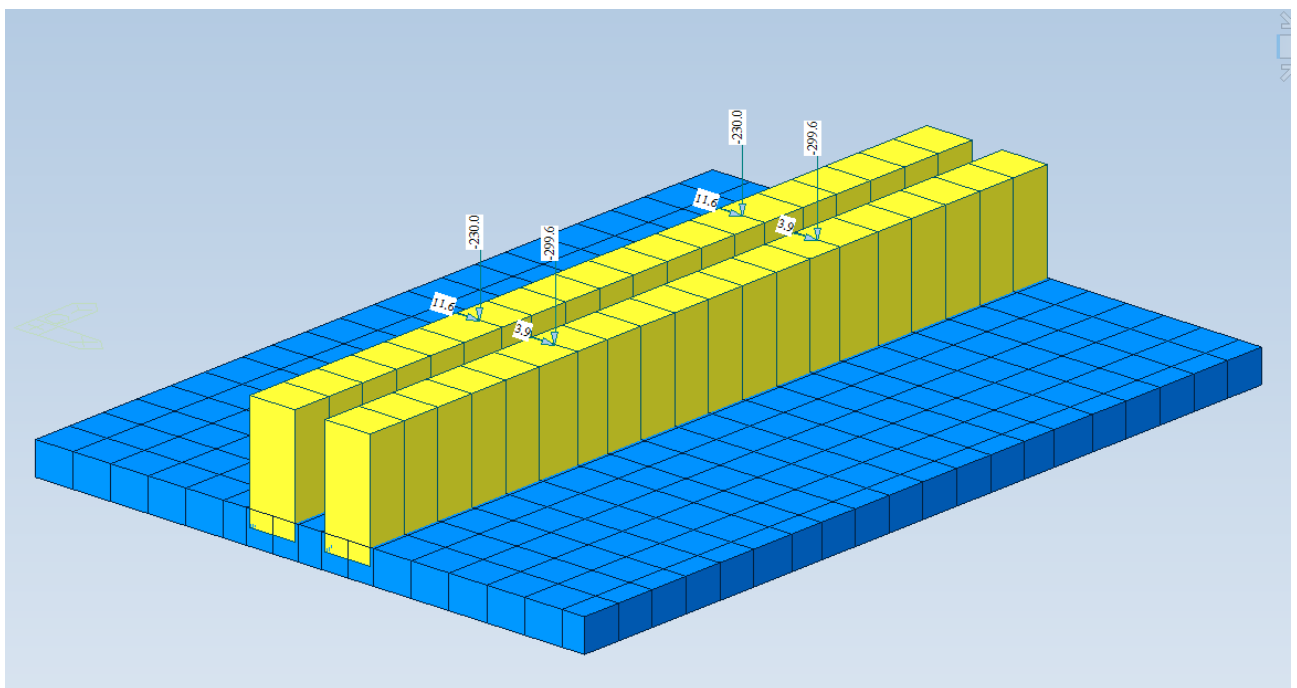
Di seguito si riportano alcune immagini delle azioni sollecitanti inserite nel modello di calcolo della fondazione e provenienti dal modello della sovrastruttura.



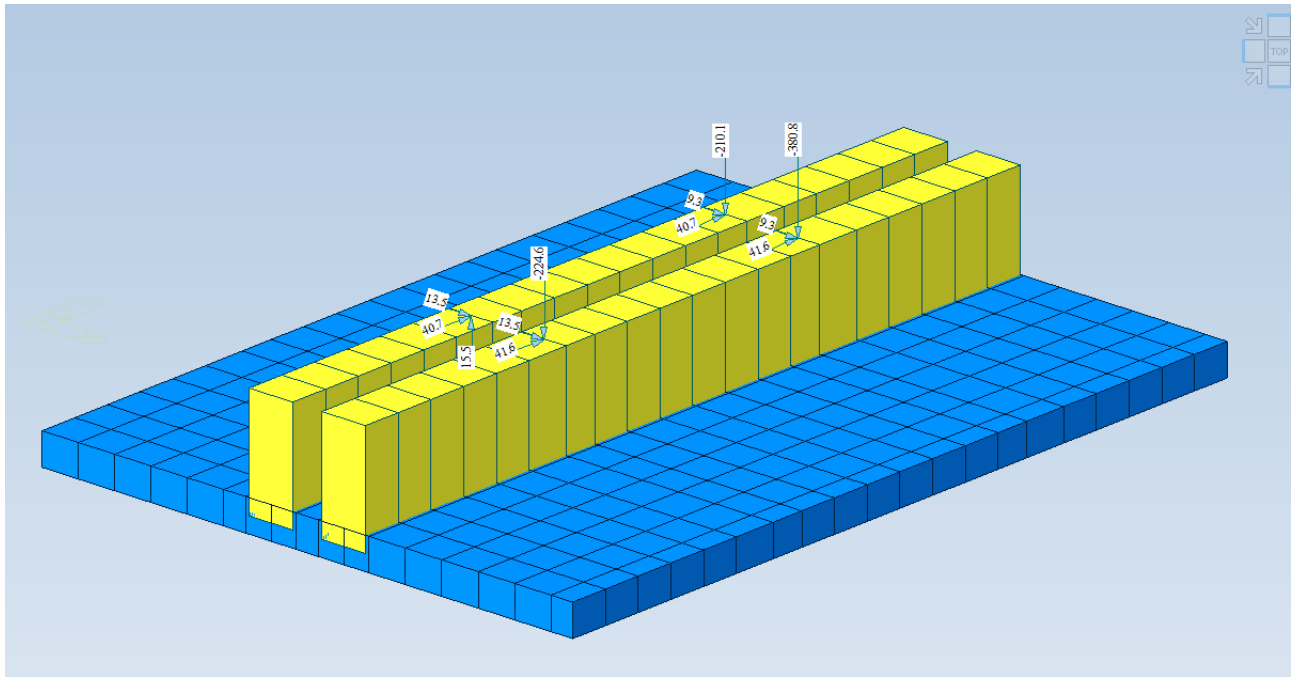
SLU 1



SLU 3



SLU 4



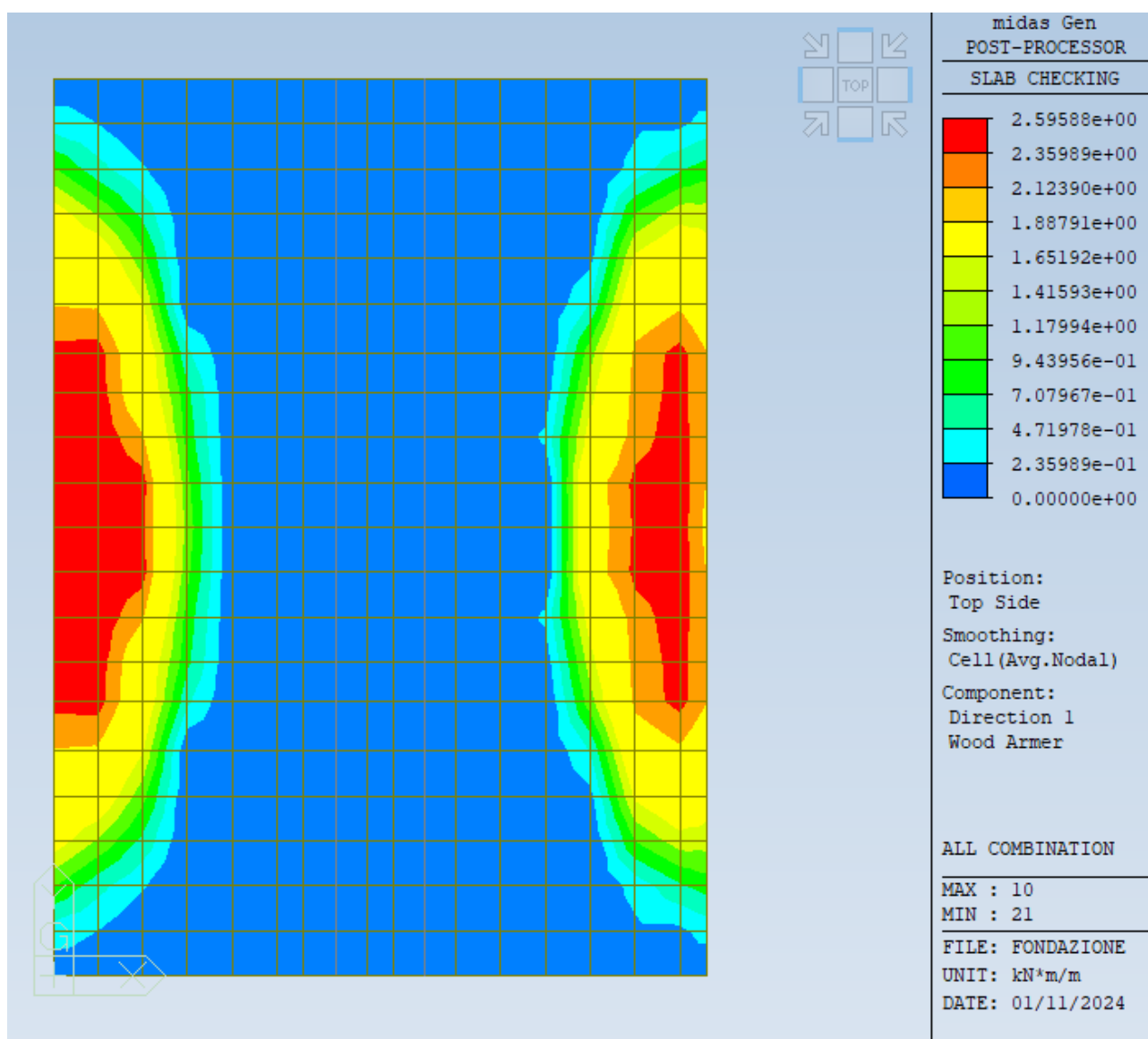
SLV 5

## 4.3.7 VERIFICHE DELLA PLATEA

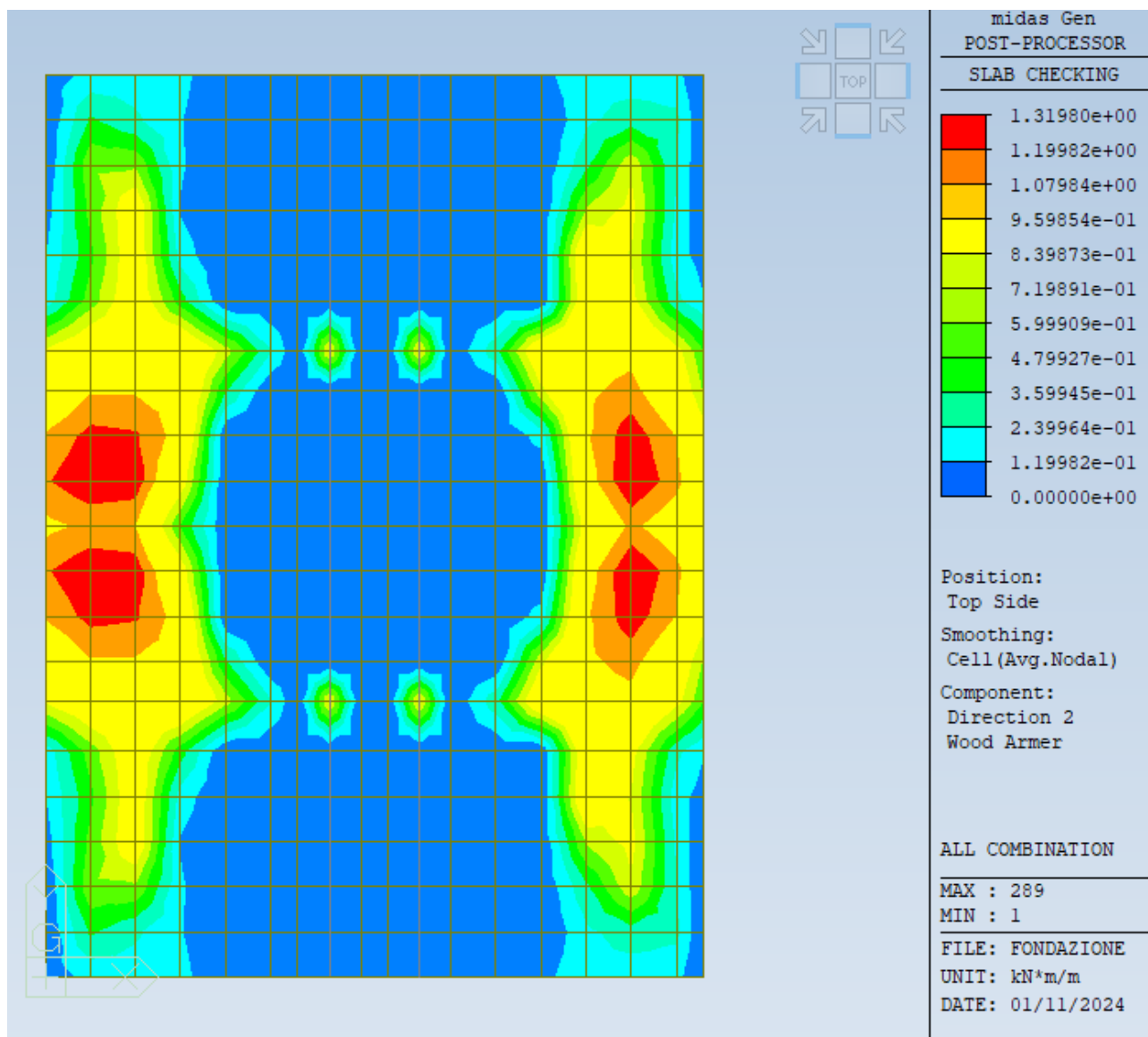
### 4.3.7.1 VERIFICA DI RESISTENZA A FLESSIONE

La verifica della platea è stata condotta accertando che la medesima rimanga in campo elastico.

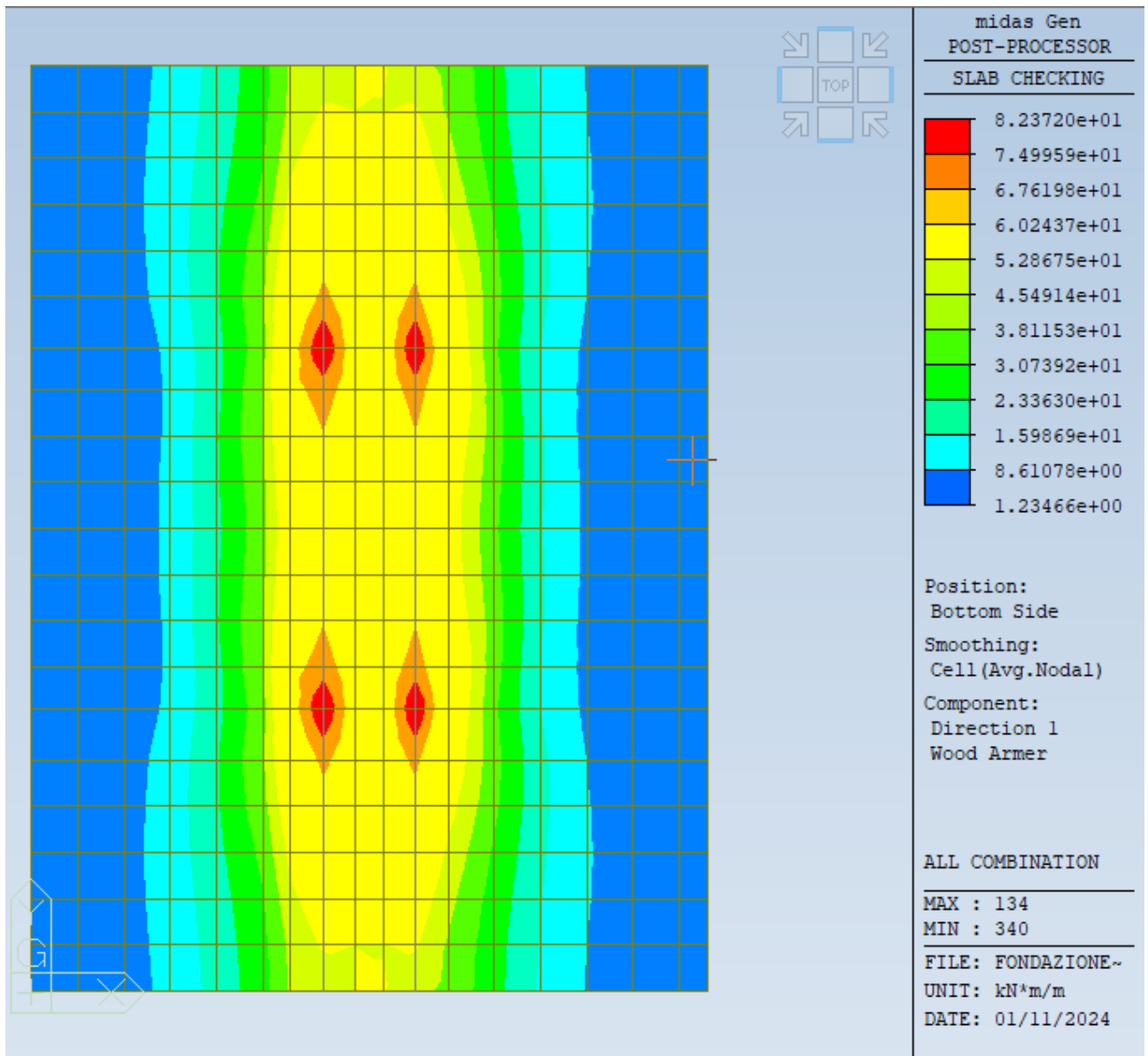
Si riportano di seguito gli involuপি dei momenti SLU e SLV in direzione x e y, top e bottom.



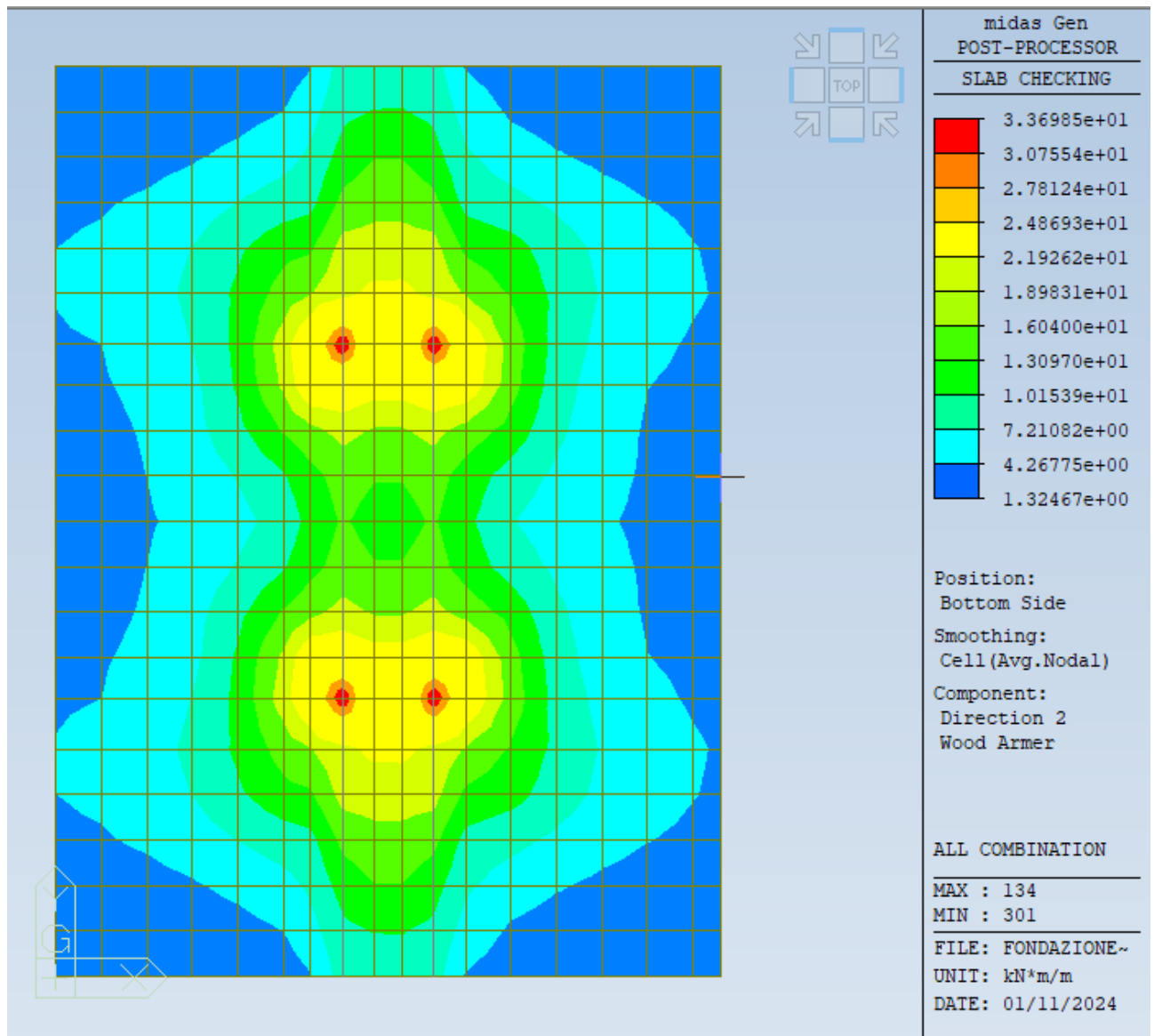
Top direzione x



Top direzione y



Bottom direzione x



Bottom direzione y

La platea è armata da 1 $\phi$ 14/200 in entrambe le direzioni e sia inferiormente che superiormente.

Il valore del momento resistente è il seguente.

Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : \_\_\_\_\_

N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	40

N°	As [cm²]	d [cm]
1	7,7	5,8
2	7,7	34,2

**Tipo Sezione**

Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

**Sollecitazioni**

S.L.U.  Metodo n

N<sub>Ed</sub>   kN  
M<sub>xEd</sub>   kNm  
M<sub>yEd</sub>

**P.to applicazione N**

Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN   
yN

**Tipo rottura**

Lato acciaio - Acciaio elastico

**Metodo di calcolo**

S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

**Tipo flessione**

Retta  Deviata

**Materiali**

B450C		C25/30	
$\epsilon_{su}$	1,863 ‰	$\epsilon_{c2}$	2 ‰
$f_{yd}$	391,3 N/mm <sup>2</sup>	$\epsilon_{cu}$	3,5
$E_s$	210.000 N/mm <sup>2</sup>	$f_{cd}$	14,17
$E_s/E_c$	15	$f_{cc}/f_{cd}$	0,8 ?
$\epsilon_{syd}$	1,863 ‰	$\sigma_{c,adm}$	9,75
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{co}$	0,6
		$\tau_{c1}$	1,829

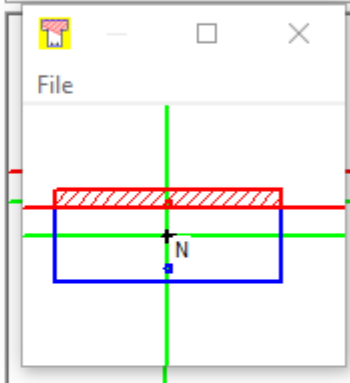
**M<sub>xRd</sub>**  kN m

$\sigma_c$   N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$   N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_c$   ‰  
 $\epsilon_s$   ‰  
d  cm  
x  x/d   
δ

N° rett.

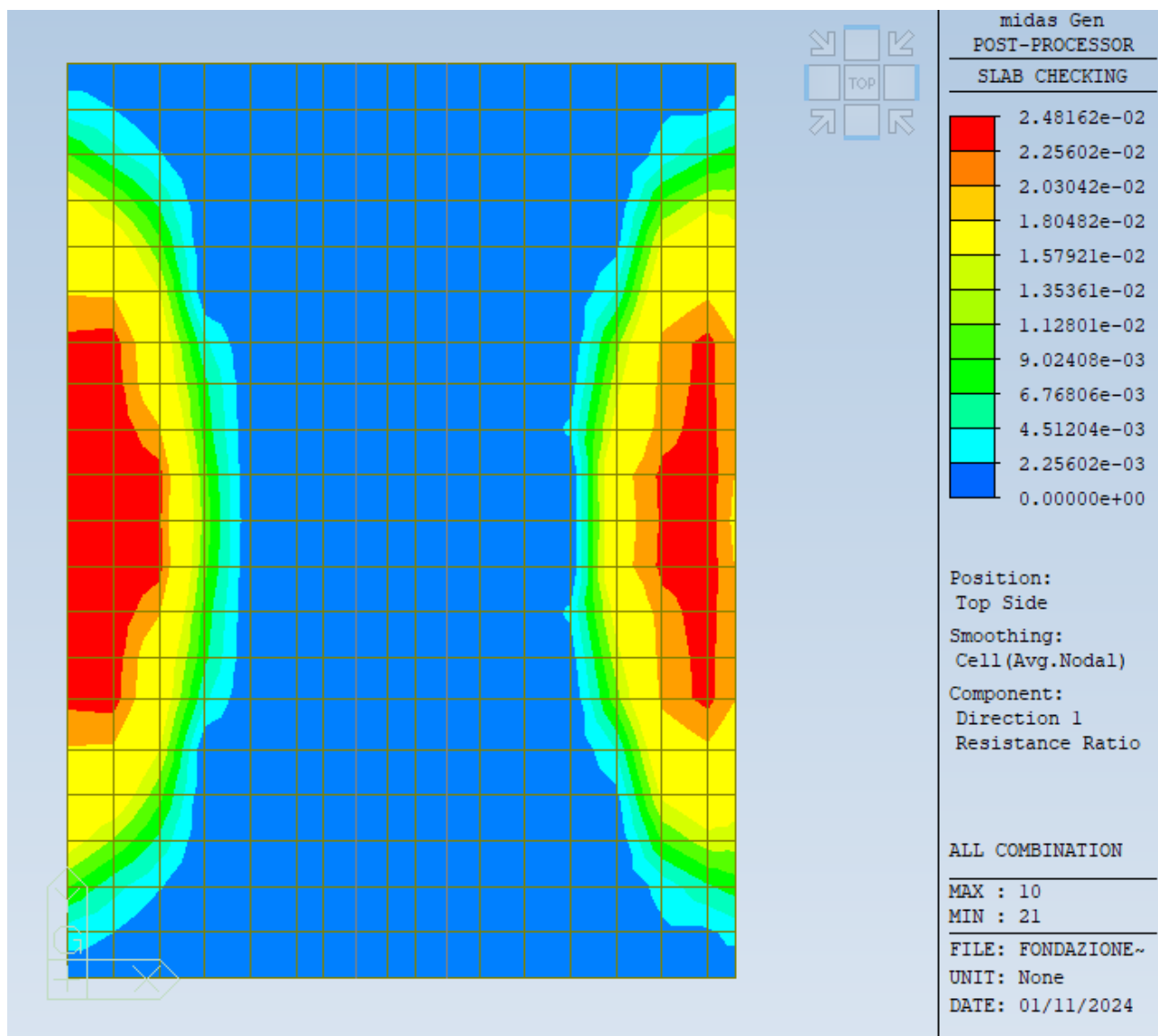
L<sub>0</sub>  cm

Precompresso

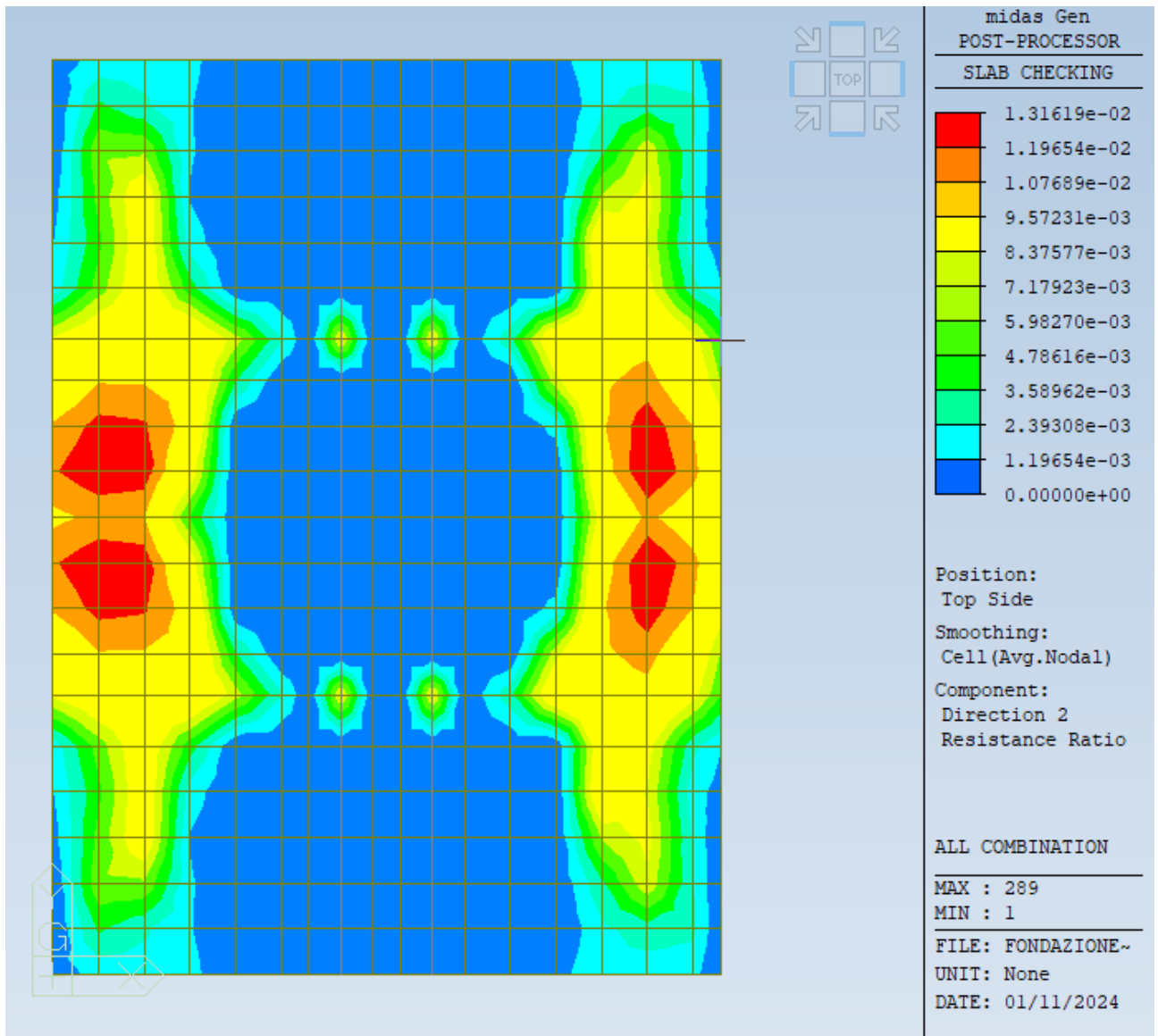


Di seguito si riportano i coefficienti di sfruttamento ottenuti nelle 4 direzioni.

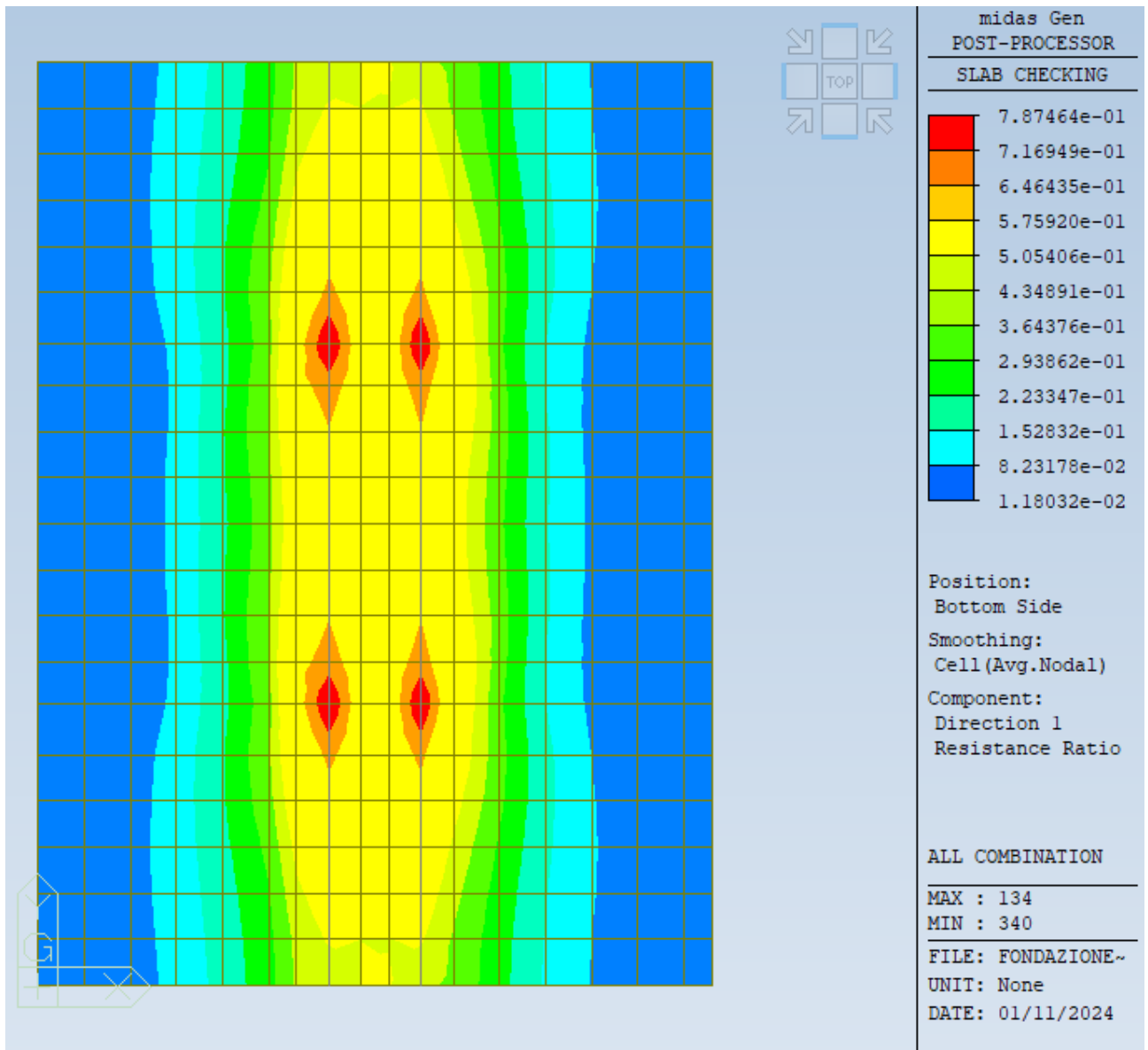




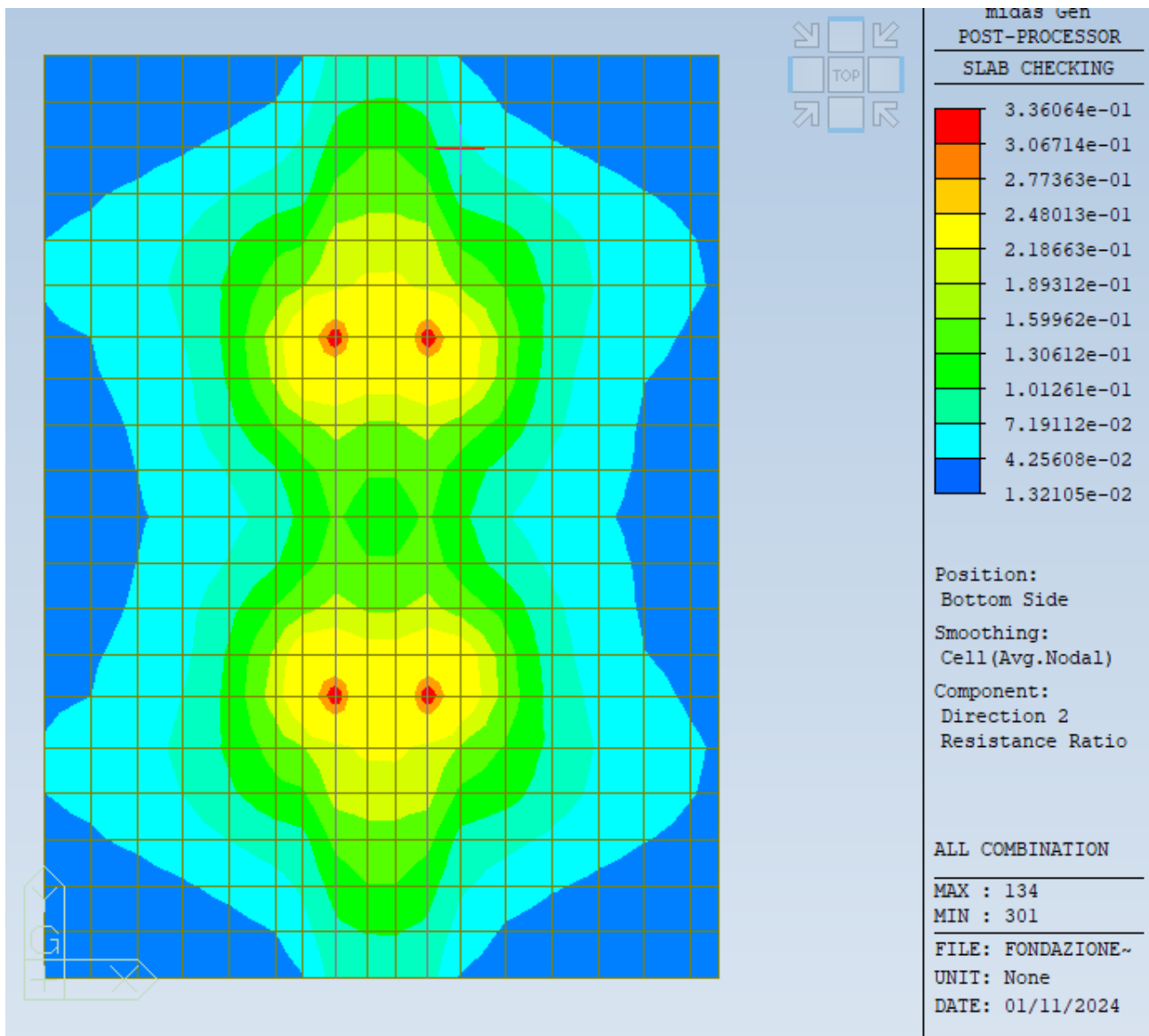
Coefficiente di sfruttamento top direzione x



Coefficiente di sfruttamento top direzione y



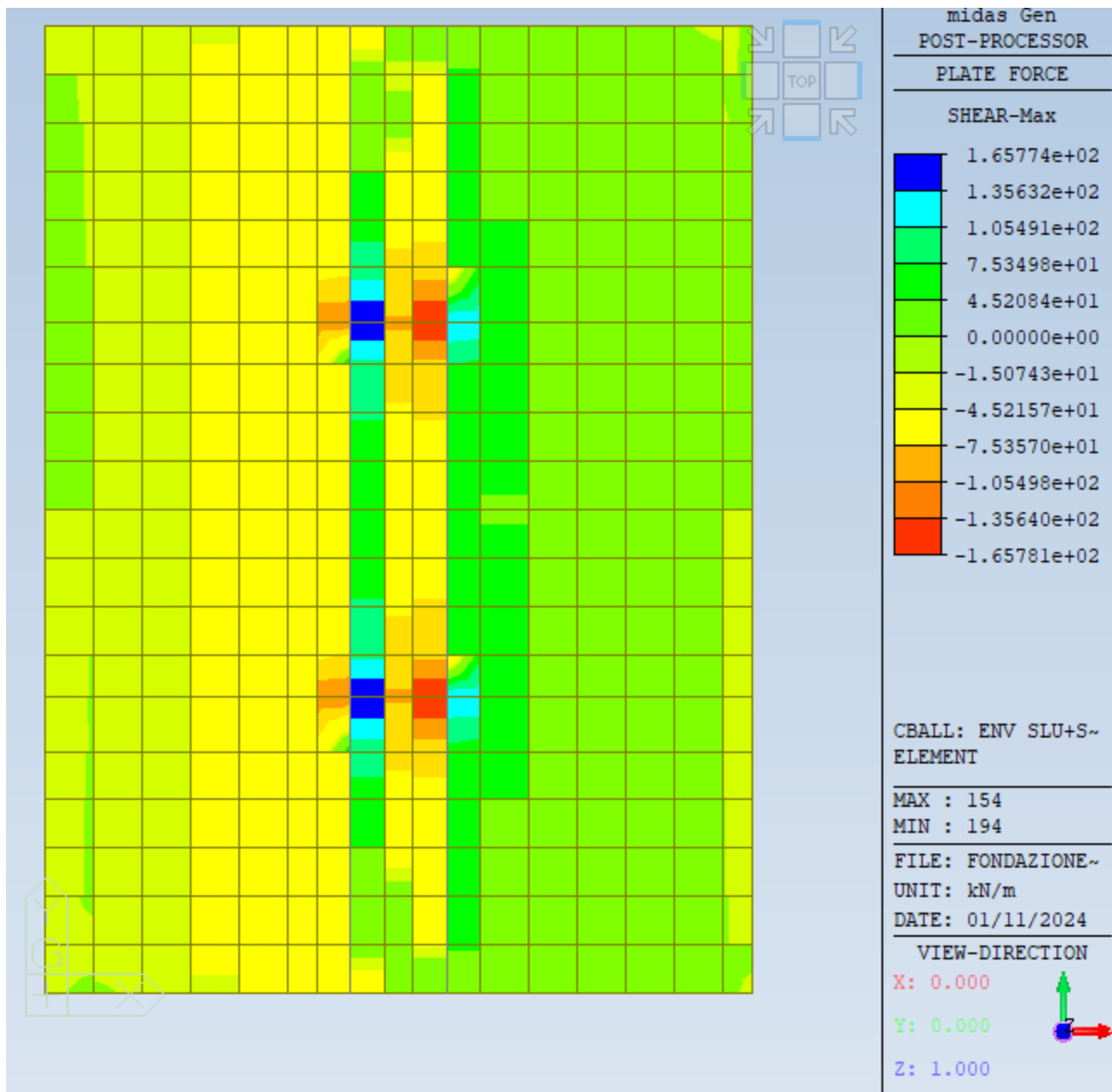
Coefficiente di sfruttamento bottom direzione x



Coefficiente di sfruttamento bottom direzione y

### 4.3.7.2 VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO

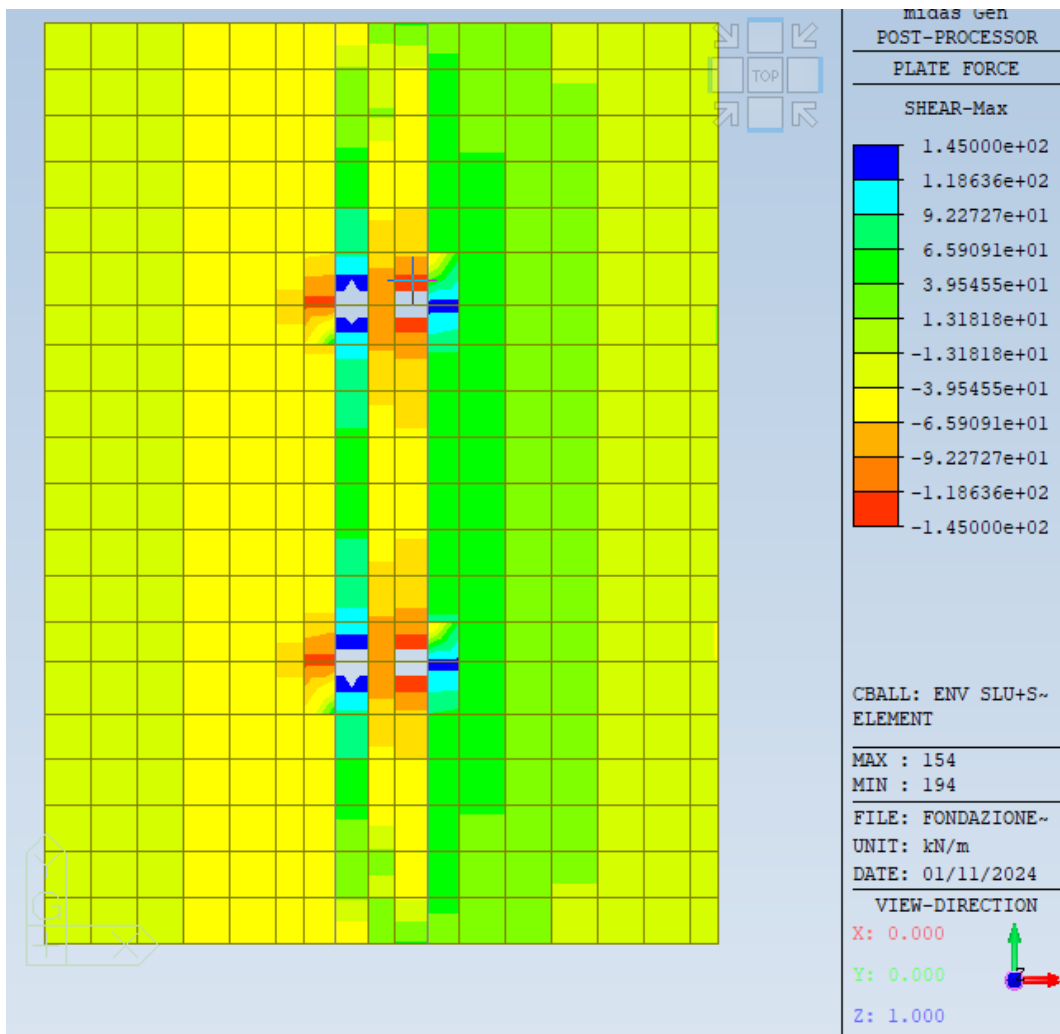
Di seguito si riporta il diagramma delle sollecitazioni taglianti nella combinazione all'involuppo allo SLU e SLV.



Il taglio resistente della platea senza armatura a taglio è il seguente

<u>Verifica allo stato limite per sollecitazione di TAGLIO</u>						
<u>Caratteristiche materiali dati</u>						
<b>calcestruzzo</b>			<b>acciaio</b>			
Rck	30	MPa	resistenza caratteristica su cubi	fyk	450	MPa B450C Tensione di snervamento
fck	24.9	MPa	resistenza caratteristica cilindrica	fyd	391.30	MPa resistenza di calcolo
fcm	32.9	MPa	resistenza caratteristica media			
Ecm	31447	MPa	Modulo elastico medio			
fcd	14.11	MPa	resistenza di calcolo a compressione	fbd	2.69	MPa resistenza aderenza acciaio-clt
fctm	2.56	MPa	resistenza media a trazione semplice			
fctd	1.19	MPa	resistenza di calcolo a trazione semplice			
<u>Caratteristiche sezioni</u>						
H=	0.4	m				
B=	1	m	$\alpha_o = 1$	3.5275	7.055	
d=	0.36	m	k= 1.745356			
Asw=	2.24	cm <sup>2</sup> [Area staffe]	$v_{min} = 0.402711$	Mpa		
s=	0.4	m [passo staffe]	$\sigma_{op} = 0.000$	Mpa	N <sub>oc</sub> =	0 kN
Asl=	5.65	cm <sup>2</sup>	pl 0.001569			
$\alpha$ =	90		inclinazione staffe rispetto l'asse della trave			
$\theta$ =	22		inclinazione puntoni di clt rispetto l'asse della trave	$\theta = 10.15$		
<u>Elementi senza armature trasversali resistenti al taglio</u>						
V <sub>Rd</sub> =	145	kN				

Nel seguito si riportano le zone di platea non verificate a taglio (valori oltre i 145 kN/m) senza prevedere adeguate armature (zone non colorate).



E' possibile notare come le zone non verificate senza prevedere a taglio sono localizzate in prossimità della travi. In queste zone l'altezza della sezione non è pari a 0.4m ma è pari all'altezza della trave. Pertanto si ritiene la verifica comunque soddisfatta senza prevedere armatura a taglio.

Si svolge comunque nel seguito anche una verifica a taglio sulla trave prevedendo per tutta la sua altezza delle staffe

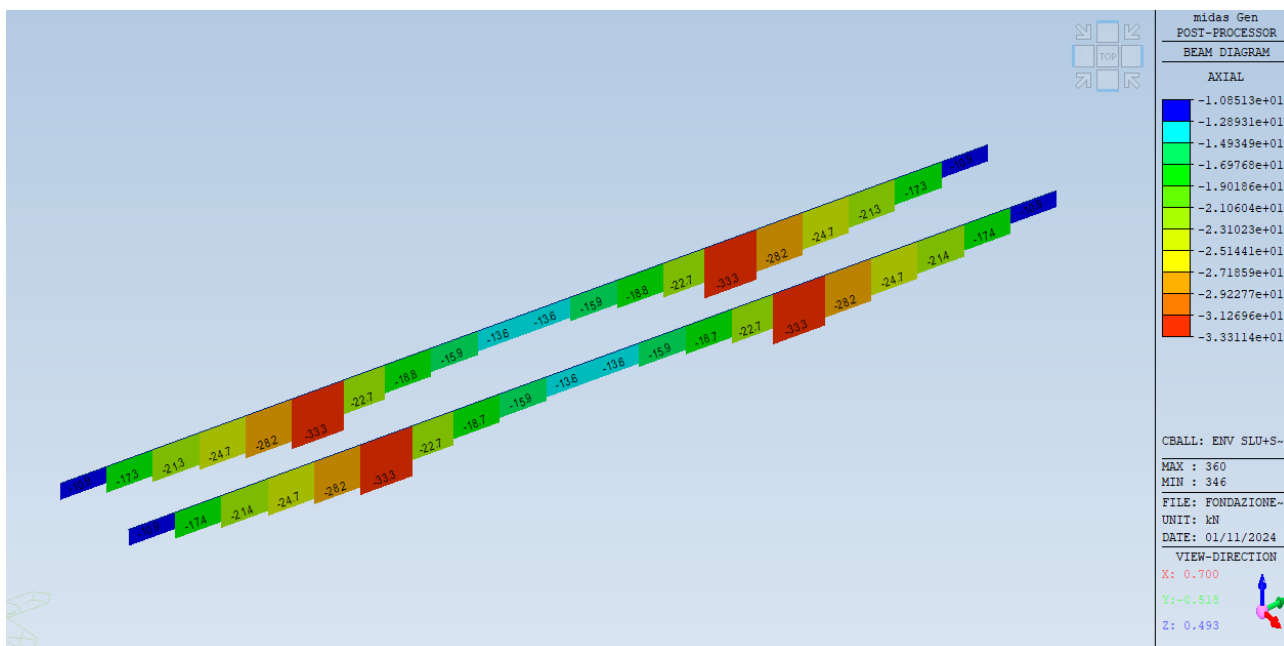
### 4.3.8 VERIFICHE DELLE TRAVI

Le verifiche di resistenza dei travi sono condotte agli stati limite.

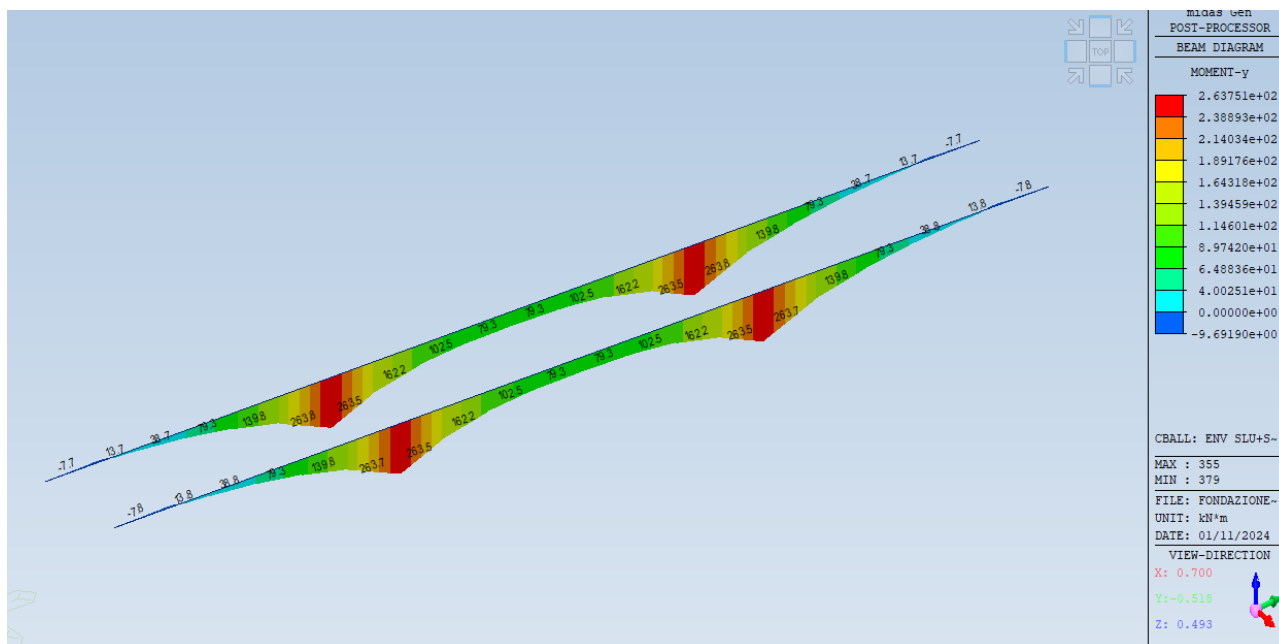
#### 4.3.8.1 VERIFICA DI RESISTENZA A FLESSIONE E TAGLIO

I travi sono armate tramite 5 $\phi$ 20 superiori e 5 $\phi$ 20 inferiori e staffe  $\phi$ 10/200 a 4 braccia.

Di seguito si riportano i diagrammi delle sollecitazioni secondo la combinazioni di involucro SLU e SLV.

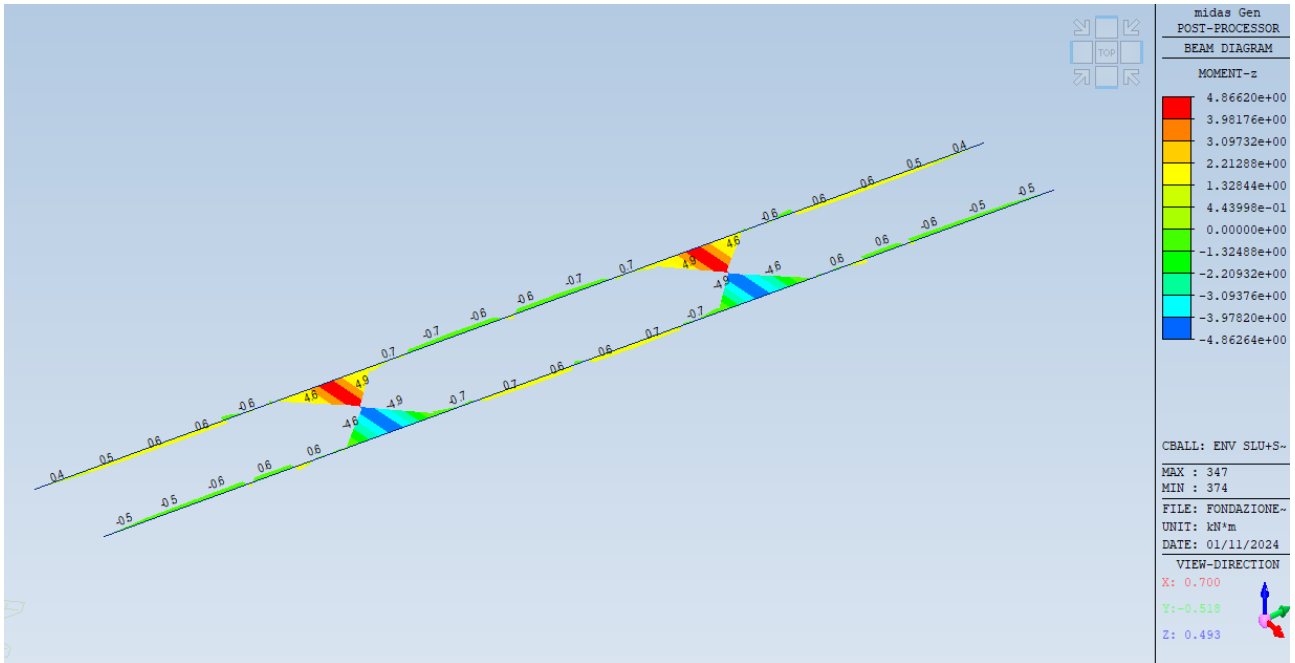


Azione assiale

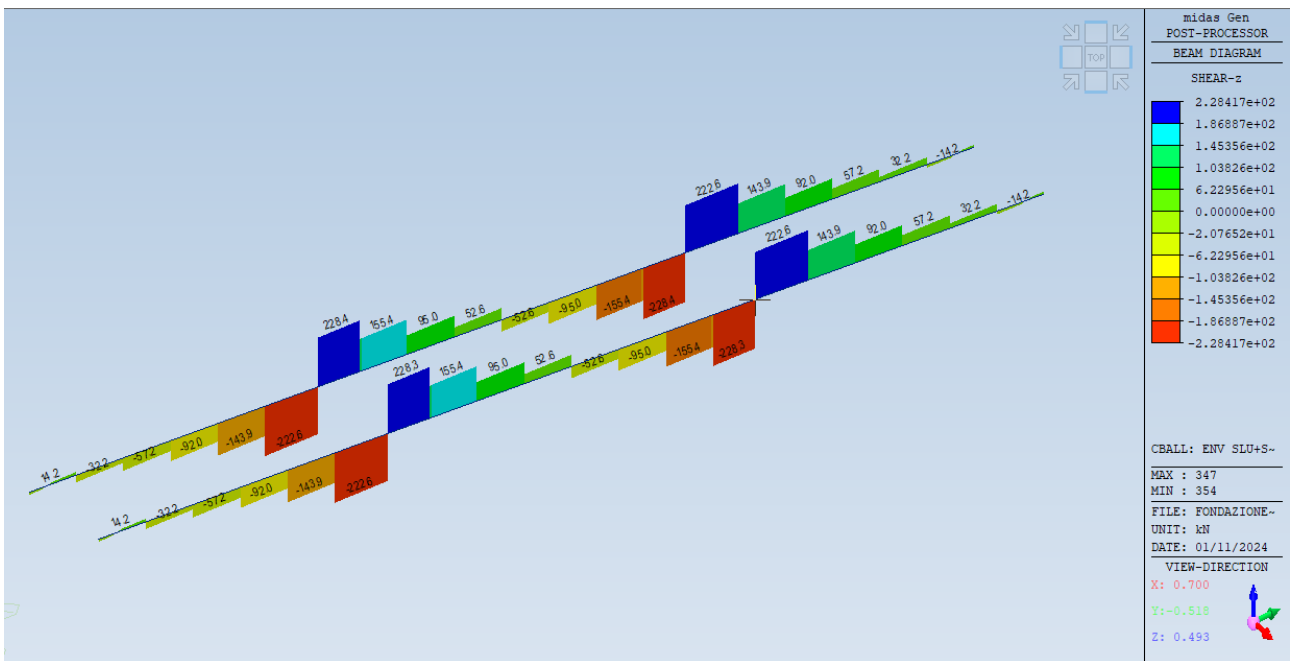


My

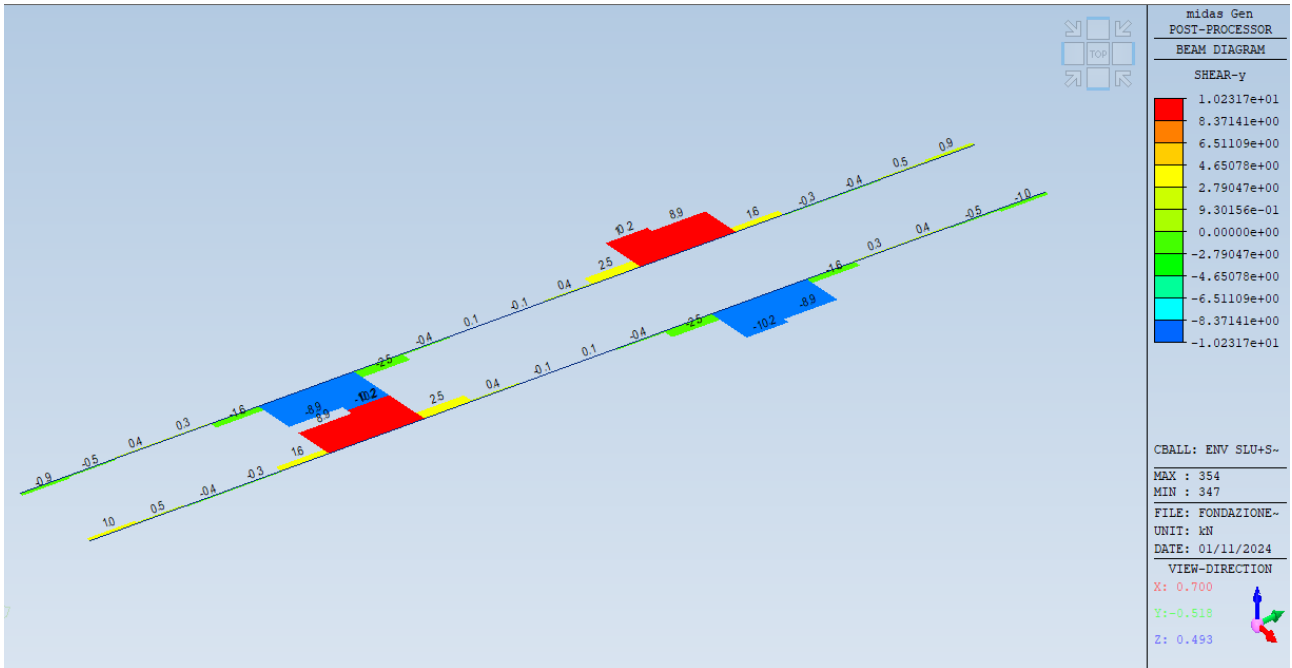




Mz



Fz



Fy

Le verifiche vengono condotte tramite il programma di calcolo.

Di seguito si riportano i risultati ottenuti per le verifiche a presso flessione e a taglio.

Eurocode2:04 RC-Beam Checking Result Dialog

Code : EC2:04,NTC2018      Unit : kN , m      Primary Sorting Option  
 SECT       MEMB  
Sorted by  Member      Results  Strength  
 Property       Serviceability

MEMB	SECT	Section		fck	POS	CHK	Negative Moment Strength						Positive Moment Strength							
		Bc	Hc				Rebar	As,use	N(-) M_Ed	LCB	x/d	N(-) M_Rd	Rat-N	Rebar	As,use	P(+) M_Ed	LCB	x/d	P(+) M_Rd	Rat-P
Span	SEL	bf	hf	fyw																
341	1	TR 0.6x1.4	25000.0	I	OK	5-P20	0.0016	3.46186	65	0.05	800.013	0.00	5-P20	0.0016	143.895	69	0.05	800.013	0.18	
10.000		0.600	1.400	450000	M	OK	5-P20	0.0016	15.6385	60	0.05	800.013	0.02	5-P20	0.0016	263.751	76	0.05	800.013	0.33
361	1	TR 0.6x1.4	25000.0	I	OK	5-P20	0.0016	3.46186	76	0.05	800.013	0.00	5-P20	0.0016	139.800	63	0.05	800.013	0.17	
10.000		0.600	1.400	450000	M	OK	5-P20	0.0016	15.6637	66	0.05	800.013	0.02	5-P20	0.0016	263.710	59	0.05	800.013	0.33
		0.000	0.000	450000	J	OK	5-P20	0.0016	3.47376	50	0.05	800.013	0.00	5-P20	0.0016	139.785	54	0.05	800.013	0.17

Shear Strength							
Stirrup	V_Ed	LCB	V_Rdc	V_Rds	Rat-Vc	Rat-Vs	Rat-V
4-P10 @200	222.630	65	0.00000	745.623	0.00	0.30	0.30
4-P10 @200	222.630	65	0.00000	745.623	0.00	0.30	0.30
4-P10 @200	133.417	76	0.00000	745.623	0.00	0.18	0.18
4-P10 @200	222.555	59	0.00000	745.623	0.00	0.30	0.30
4-P10 @200	222.555	59	0.00000	745.623	0.00	0.30	0.30
4-P10 @200	133.383	50	0.00000	745.623	0.00	0.18	0.18

#### 4.3.8.2 VERIFICA ALLE TENSIONI AMMISSIBILI

Di seguito si riportano le verifiche alle tensioni ammissibili effettuate nella combinazione caratteristica imponendo  $\sigma_s < 0.8 \cdot f_{yk}$  e  $\sigma_c < 0.6 \cdot f_{ck}$  e nella combinazione quasi permanente imponendo  $\sigma_c < 0.45 \cdot f_{ck}$ .

MEMB	SECT	SEL	Section		fck	POS	CHK	Stress Control								Crack Control				Deflection Control	
			Bc	Hc	fyk			Concrete				reinforcement								Def	Defa
			Span	bf	hf			fyw	Top-s	Top-sa	Bot-s	Bot-sa	Top-s	Top-sa	Bot-s	Bot-sa	Top-w	Top-wa	Bot-w		
341			TR 0.6x1.4		25000.0	I	OK	9.54733	11250.0	370.846	15000.0	119.824	360000	4308.83	360000	0.0000	0.0003	0.0000	0.0000		
1		<input type="checkbox"/>	0.600	1.400	450000	M	OK	9.60752	11250.0	591.528	15000.0	111.629	360000	6872.91	360000	0.0000	0.0003	0.0000	0.0000	0.0002	0.0400
10.000			0.000	0.000	450000	J	OK	9.60752	11250.0	360.281	15000.0	119.824	360000	4186.07	360000	0.0000	0.0003	0.0000	0.0000		
361			TR 0.6x1.4		25000.0	I	OK	9.55279	11250.0	379.009	15000.0	122.381	360000	4403.67	360000	0.0000	0.0003	0.0000	0.0000		
1		<input type="checkbox"/>	0.600	1.400	450000	M	OK	9.61294	11250.0	614.804	15000.0	111.692	360000	7143.35	360000	0.0000	0.0003	0.0000	0.0000	0.0002	0.0400
10.000			0.000	0.000	450000	J	OK	9.61294	11250.0	368.158	15000.0	122.381	360000	4277.59	360000	0.0000	0.0003	0.0000	0.0000		

Di seguito si riporta come esempio il calcolo completo per una singola trave.

\*.midas Gen - RC-BEAM Analysis/Design Program.

\*.PROJECT :

\*.DESIGN CODE : Eurocode2:04, \*.UNIT SYSTEM : kN, m

(Note. Nonhomogenous equation in the code are written in SI units in the report)

\*.MEMBER : Member Type = BEAM, MEMB = 341

\*.DESCRIPTION OF BEAM DATA (iSEC = 1) : TR 0.6x1.4

Section Type : Rectangle (RECT)

Beam Length (Span) = 10.000 m.

Section Depth (Hc) = 1.400 m.

Section Width (Bc) = 0.600 m.

Concrete Strength (fck) = 25000.000 KPa.

Modulus of Elasticity (Ec) = 31475806.210 KPa.

Main Rebar Strength (fyk) = 450000.000 KPa.

Stirrups Strength (fyw) = 450000.000 KPa.

Modulus of Elasticity (Es) = 200000000.000 KPa.

\*.FORCES AND MOMENTS AT CHECK POINT <I> :

Positive Bending Moment P-M<sub>Ed</sub> = 143.89 kN-m., LCB = 69

Negative Bending Moment N-M<sub>Ed</sub> = 3.46 kN-m., LCB = 65

Shear Force V<sub>Ed</sub> = 222.63 kN. , LCB = 65

\*.REINFORCEMENT PATTERN :

-----				
Location	i	di( m.)	Rebar	Asi( m <sup>2</sup> .)
-----				
Top	1	0.060	5-P20	0.00157
Bottom	2	1.340	5-P20	0.00157

-----  
 Stirrups : P10

=====

[[[\*]]] ANALYZE POSITIVE BENDING MOMENT CAPACITY.

=====

( ). Compute design parameters.

- .  $\lambda = 0.8000$  (  $f_{ck} \leq 50$  MPa.)
- .  $\eta = 1.0000$  (  $f_{ck} \leq 50$  MPa.)
- .  $\Gamma_c = 1.50$  (for Fundamental or Earthquakes).
- .  $\alpha_{cc} = 0.85$  (Default or User Defined).
- .  $f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \Gamma_c = 14166.667$  KPa.
- .  $\Gamma_s = 1.15$  (for Fundamental or Earthquakes).
- .  $f_{yd} = f_{yk} / \Gamma_s = 391304.348$  KPa.

( ). Check area of tensile reinforcement (Rectangular-beam).

- .  $f_{yk} = 450000.0000$  KPa.
- .  $f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{(2/3)} = 2564.9639$  KPa.
- .  $A_{s,min} = \text{MAX}[ 0.26 * (f_{ctm}/f_{yk}) * b * d, 0.0013 * b * d ] = 0.0012$  m<sup>2</sup>.
- .  $A_{s,max} = 0.04 * (B_c * H_c) = 0.0336$  m<sup>2</sup>.
- .  $A_{s,prov} = 0.0016$  m<sup>2</sup>.
- .  $A_{s,min} < A_{s,prov} < A_{s,max} \rightarrow$  O.K !

( ). Search for neutral axis..... Unit : kN., m.

-----

Trial	X	Cc +	Cs =	CcCs	Ts	Ratio
1-st	0.670	4556.00	592.11	5148.11	614.35	-637.98
2-nd	0.335	2278.00	592.11	2870.11	614.35	-267.18
3-rd	0.167	1139.00	592.11	1731.11	614.35	-81.78
4-th	0.084	569.50	289.42	858.92	614.35	60.19

-----

5-th	0.042	284.75	-475.69	-190.94	614.35	-31.08
6-th	0.063	427.12	49.21	476.33	614.35	77.53
7-th	0.073	498.31	199.18	697.49	614.35	86.47
8-th	0.068	462.72	129.96	592.68	614.35	96.47
9-th	0.071	480.52	165.85	646.37	614.35	94.79
10-th	0.069	471.62	148.25	619.86	614.35	99.10
11-th	0.069	467.17	139.19	606.36	614.35	98.70
12-th	0.069	469.39	143.74	613.13	614.35	99.80

-----

( ). Compute ultimate moment of resistance.

$$\begin{aligned} \text{-. } a &= \lambda * X &= & 0.0552 \text{ m.} \\ \text{-. } C_c &= \eta * f_{cd} * B_c * a &= & 469.393 \text{ kN.} \\ \text{-. } C_s &= f_{sc} * A_{sc} &= & 143.740 \text{ kN.} \\ \text{-. } M_{Rd} &= C_c * (d - a/2) + C_s * (d - d_c) &= & 800.013 \text{ kN-m.} \end{aligned}$$

( ). Check ratio of positive moment resistance.

$$\text{-. } Rat_P = M_{Ed} / M_{Rd} = 0.180 < 1.000 \text{ ---> O.K.}$$

( ). Check ratio of neutral axis depth to effective depth.

$$\begin{aligned} \text{-. } x/d &= 0.052 \\ \text{-. } Limit(x/d) &= 0.450 \text{ ( } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa.)} \\ \text{-. } x/d &< 0.450 \text{ ---> O.K} \end{aligned}$$

=====

[[[\*]]] ANALYZE NEGATIVE BENDING MOMENT CAPACITY.

=====

( ). Compute design parameters.

$$\begin{aligned} \text{-. } \lambda &= 0.8000 \text{ ( } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa.)} \\ \text{-. } \eta &= 1.0000 \text{ ( } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa.)} \\ \text{-. } \Gamma_{c} &= 1.50 \text{ (for Fundamental or Earthquakes).} \end{aligned}$$

- . Alpha<sub>cc</sub> = 0.85 (Default or User Defined).
- . f<sub>cd</sub> = Alpha<sub>cc</sub> \* f<sub>ck</sub> / Gamma<sub>c</sub> = 14166.667 KPa.
- . Gamma<sub>s</sub> = 1.15 (for Fundamental or Earthquakes).
- . f<sub>yd</sub> = f<sub>yk</sub> / Gamma<sub>s</sub> = 391304.348 KPa.

( ). Check area of tensile reinforcement (Rectangular-beam).

- . f<sub>yk</sub> = 450000.0000 KPa.
- . f<sub>ctm</sub> = 0.30 \* f<sub>ck</sub><sup>(2/3)</sup> = 2564.9639 KPa.
- . A<sub>s,min</sub> = MAX[ 0.26\*(f<sub>ctm</sub>/f<sub>yk</sub>)\*b\*t\*d, 0.0013\*b\*t\*d ] = 0.0012 m<sup>2</sup>.
- . A<sub>s,max</sub> = 0.04 \* (B<sub>c</sub>\*H<sub>c</sub>) = 0.0336 m<sup>2</sup>.
- . A<sub>s,prov</sub> = 0.0016 m<sup>2</sup>.
- . A<sub>s,min</sub> < A<sub>s,prov</sub> < A<sub>s,max</sub> ---> O.K !

( ). Search for neutral axis..... Unit : kN., m.

Trial	X	C <sub>c</sub> +	C <sub>s</sub> =	C <sub>c</sub> C <sub>s</sub>	T <sub>s</sub>	Ratio
1-st	0.670	4556.00	592.11	5148.11	614.35	-637.98
2-nd	0.335	2278.00	592.11	2870.11	614.35	-267.18
3-rd	0.167	1139.00	592.11	1731.11	614.35	-81.78
4-th	0.084	569.50	289.42	858.92	614.35	60.19
5-th	0.042	284.75	-475.69	-190.94	614.35	-31.08
6-th	0.063	427.12	49.21	476.33	614.35	77.53
7-th	0.073	498.31	199.18	697.49	614.35	86.47
8-th	0.068	462.72	129.96	592.68	614.35	96.47
9-th	0.071	480.52	165.85	646.37	614.35	94.79
10-th	0.069	471.62	148.25	619.86	614.35	99.10
11-th	0.069	467.17	139.19	606.36	614.35	98.70
12-th	0.069	469.39	143.74	613.13	614.35	99.80

( ). Compute ultimate moment of resistance.

- .  $a = \lambda * X = 0.0552 \text{ m.}$
- .  $C_c = \eta * f_{cd} * B_c * a = 469.393 \text{ kN.}$
- .  $C_s = f_{sc} * A_{sc} = 143.740 \text{ kN.}$
- .  $M_{Rd} = C_c * (d - a/2) + C_s * (d - d_c) = 800.013 \text{ kN-m.}$

( ). Check ratio of negative moment resistance.

- .  $Rat_N = M_{Ed} / M_{Rd} = 0.004 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$

( ). Check ratio of neutral axis depth to effective depth.

- .  $x/d = 0.052$
- .  $Limit(x/d) = 0.450 \text{ ( } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa.)}$
- .  $x/d < 0.450 \rightarrow \text{O.K}$

=====

[[[\*]]] ANALYZE SHEAR CAPACITY.

=====

( ). Compute design parameters.

- .  $\Gamma_c = 1.50 \text{ (for Fundamental or Earthquakes).}$
- .  $\alpha_{cc} = 0.85 \text{ (Default or User Defined).}$
- .  $f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \Gamma_c = 14166.667 \text{ KPa.}$
- .  $\Gamma_s = 1.15 \text{ (for Fundamental or Earthquakes).}$
- .  $f_{ywd} = f_{yw} / \Gamma_s = 391304.348 \text{ KPa.}$

( ). Calculate shear strength of concrete.

- . Shear strength of concrete is chosen not to be considered.

( ). Check crushing of concrete.

- .  $N_u = 0.5000 \text{ ( } f_{ck} \leq 70 \text{ MPa)}$
- .  $N_{u1} = N_u = 0.5000$
- .  $\Theta = 45.0000 \text{ (deg)}$
- .  $V_{RdMax} = 1.0 * N_{u1} * f_{cd} / \{\cot(\Theta) + \tan(\Theta)\} * b_w * 0.9 * d = 2562.750 \text{ kN.}$



-.  $V_{Ed} / V_{RdMax} = 0.0869 \leq 1.0$  ---> Acceptable !!!

( ). Calculate required shear reinforcement. (  $A_{sw1} = 0.00008 \text{ m}^2$ . )

-.  $A_{sw}/s1 = V_{wd} / (0.9 \cdot f_{ywd} \cdot d) = 0.00047 \text{ m}^2/\text{m}$ .

-. Calculate spacing  $s1 = 0.66983 \text{ m}$ .

-.  $R_{how} = 0.00089$  (by concrete and steel classes).

-.  $S_{max1} = A_{sw} / (b_w \cdot R_{how}) = 0.59250 \text{ m}$ .

-.  $S_{max2} = \text{MIN}[0.8 \cdot d, 15 \cdot D_{bar}, 330 \text{ mm}, A_{sw}/(1.5 \cdot b_w)] = 0.18000 \text{ m}$ .

-. Applied spacing  $s = \text{MIN}[s1, S_{max1}, S_{max2}] = 0.18000 \text{ m}$ .

-.  $N_{leg} = 4$

-.  $A_{sw}/s = N_{leg} \cdot A_{sw1} / s = 0.00176 \text{ m}^2/\text{m}$ .

-.  $\nu = 0.5000$  ( $f_{ck} \leq 70 \text{ MPa}$ )

-.  $\nu_1 = \nu = 0.5000$

-.  $A_{swmax}/s = 0.5 \cdot 1.0 \cdot \nu_1 \cdot f_{cd} \cdot b_w / f_{ywd} = 0.00543 \text{ m}^2/\text{m}$ .

-.  $A_{sw\_use}/s_{use} = N_{leg} \cdot A_{sw1} / s_{use} = 0.00158 \text{ m}^2/\text{m}$ .

-.  $A_{sw} > A_{sw\_use}$  ---> Not Acceptable !!!

( ). Check ratio of shear capacity.

-.  $V_{Ed} / V_{Rdc} = 0.000$

-.  $V_{Ed} / V_{Rds} = 0.299$

-.  $V_{Ed} / V_{RdMax} = 0.087$

-.  $Rat_V = 0.299$

=====  
 [[[\*]]] CHECK STRESS LIMITATION.  
 =====

( ). Calculate stress of bottom.

-.  $LCB = 104$  (Characteristic)

-.  $k1 = 0.60000$

-.  $k3 = 0.80000$

( Assumed Uncracked Section )

$$-. |Mu| = 80.66 \text{ kN-m.}$$

$$-. n = 12.70817 \text{ ( Long Term ).}$$

$$-. f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{(2/3)} = 2564.96392 \text{ KPa.}$$

$$-. f_{r1} = (1.6 - H/1000) * f_{ctm} = 512.99278 \text{ KPa.}$$

$$-. f_r = \text{MAX}[ f_{ctm}, f_{r1} ] = 2564.96392 \text{ KPa.}$$

$$-. z_{\text{bar}} = 0.70000 \text{ m.}$$

$$-. I_{yy} = 0.15226 \text{ m}^4.$$

$$-. S_{s\_con} \text{ (Tens.)} = Mu * (H - z_{\text{bar}}) / I_{yy} = 370.84649 \text{ KPa.}$$

$$-. S_{s\_con} \text{ (Tens.)} < f_r \text{ ---> UnCracked Section !}$$

$$-. S_{s\_con} \text{ (Comp.)} = Mu * (z_{\text{bar}}) / I_{yy} = 370.84649 \text{ KPa.}$$

$$-. S_{s\_con} \text{ (Comp.)} < k_1 * f_{ck} = 15000.00000 \text{ KPa. ---> O.K !}$$

$$-. S_{s\_stl} = Mu * (d - z_{\text{bar}}) * n / I_{yy} = 4308.82877 \text{ KPa.}$$

$$-. S_{s\_stl} < k_3 * f_{yk} = 360000.00000 \text{ KPa. ---> O.K !}$$

( ). Calculate stress of top.

$$-. LCB = 104 \text{ (Characteristic)}$$

$$-. k_1 = 0.60000$$

$$-. k_3 = 0.80000$$

( Assumed Uncracked Section )

$$-. |Mu| = 2.24 \text{ kN-m.}$$

$$-. n = 12.70817 \text{ ( Long Term ).}$$

$$-. f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{(2/3)} = 2564.96392 \text{ KPa.}$$

$$-. f_{r1} = (1.6 - H/1000) * f_{ctm} = 512.99278 \text{ KPa.}$$

$$-. f_r = \text{MAX}[ f_{ctm}, f_{r1} ] = 2564.96392 \text{ KPa.}$$

$$-. z_{\text{bar}} = 0.70000 \text{ m.}$$

$$-. I_{yy} = 0.15226 \text{ m}^4.$$

$$-. Ss_{\text{con}} (\text{Tens.}) = \mu(H-z_{\text{bar}})/I_{yy} = 10.31288 \text{ KPa.}$$

$$-. Ss_{\text{con}} (\text{Tens.}) < f_r \text{ ---> UnCracked Section !}$$

$$-. Ss_{\text{con}} (\text{Comp.}) = \mu(z_{\text{bar}})/I_{yy} = 10.31288 \text{ KPa.}$$

$$-. Ss_{\text{con}} (\text{Comp.}) < k_1 \cdot f_{ck} = 15000.00000 \text{ KPa. ---> O.K !}$$

$$-. Ss_{\text{stl}} = \mu(d-z_{\text{bar}}) \cdot n / I_{yy} = 119.82432 \text{ KPa.}$$

$$-. Ss_{\text{stl}} < k_3 \cdot f_{yk} = 360000.00000 \text{ KPa. ---> O.K !}$$

( ). Calculate stress and check linear creep.

$$-. LCB = 122 \text{ (Quasi-permanent)}$$

$$-. k_2 = 0.45000$$

( Assumed Uncracked Section )

$$-. |M_u| = 2.08 \text{ kN-m.}$$

$$-. n = 12.70817 \text{ ( Long Term ).}$$

$$-. f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2564.96392 \text{ KPa.}$$

$$-. f_{r1} = (1.6 - H/1000) \cdot f_{ctm} = 512.99278 \text{ KPa.}$$

$$-. f_r = \text{MAX}[ f_{ctm}, f_{r1} ] = 2564.96392 \text{ KPa.}$$

$$-. z_{\text{bar}} = 0.70000 \text{ m.}$$

$$-. I_{yy} = 0.15226 \text{ m}^4.$$

$$-. Ss_{\text{con}} (\text{Tens.}) = \mu(H-z_{\text{bar}})/I_{yy} = 9.54733 \text{ KPa.}$$

$$-. Ss_{\text{con}} (\text{Tens.}) < f_r \text{ ---> UnCracked Section !}$$

$$-. Ss_{\text{con}} (\text{Comp.}) = \mu(z_{\text{bar}})/I_{yy} = 9.54733 \text{ KPa.}$$

$$Ss_{\text{con}} (\text{Comp.}) < k_2 \cdot f_{ck} = 11250.00000 \text{ KPa. ---> O.K! and Linear Creep}$$

=====  
 [[[\*]]] CHECK CRACK WIDTHS.  
 =====

( ). Calculate crack width of top reinforcement.

[ EN 1992-1-1:2004 Clause 7.3.4 , Appendix B. ]

-.  $f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ (MPa)} = 33000.00000 \text{ KPa.}$

-.  $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2564.96392 \text{ KPa. (} f_{ck} \leq C50/60 \text{)}$

-.  $f_{ct,eff} = f_{ctm} \text{ (by 28 days).}$

-.  $\sigma_s = 110.930 \text{ KPa. ( LCB 122 )}$

-.  $k_t = 0.6 \text{ (for short term loading).}$

-.  $X = 0.24732 \text{ m.}$

-.  $h_{c,ef} = \text{MIN}[ 2.5 \cdot (h-d), (h-X)/3, h/2 ] = 0.15000 \text{ m.}$

-.  $A_{c,eff} = B_c \cdot h_{c,ef} = 0.09000 \text{ m}^2.$

-.  $\rho_{p,eff} = A_s / A_{c,eff} = 0.0174$

-.  $E_{cm} = 22 [f_{cm}/10]^0.3 \cdot 1000 = 31475806.210 \text{ KPa. (by Table 3.1)}$

-.  $\alpha_e = E_s / E_{cm} = 6.35409$

-.  $(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = (\sigma_s \cdot k_t \cdot f_{ct,eff} / \rho_{p,eff} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})) / E_s$   
 $= -0.000489$

$< 0.6 \cdot \sigma_s / E_s = 3.327886e-07$

-.  $(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = 0.6 \cdot \sigma_s / E_s = 3.327886e-07$

-. Bond coefficient ( $k_1$ ) = 0.8000

-. Strain distribution coefficient ( $k_2$ ) = 0.5000

-. NAD Value ( $k_3$ ) = 3.4000

-. NAD Value ( $k_4$ ) = 0.4250

-.  $c = 0.05000 \text{ m.}$

-.  $\Phi = 0.02000 \text{ m.}$

-.  $S_{r,max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \Phi / \rho_{p,eff} = 0.36490 \text{ m.}$

=====  
=====

-. wk =  $S_{r,max} * (Eps_{sm} - Eps_{cm}) = 1.21436e-07$  m.  
wk <  $3.000e-04$  m. ---> O.K !

=====

[[[\*]]] CHECK DEFLECTIONS.

=====

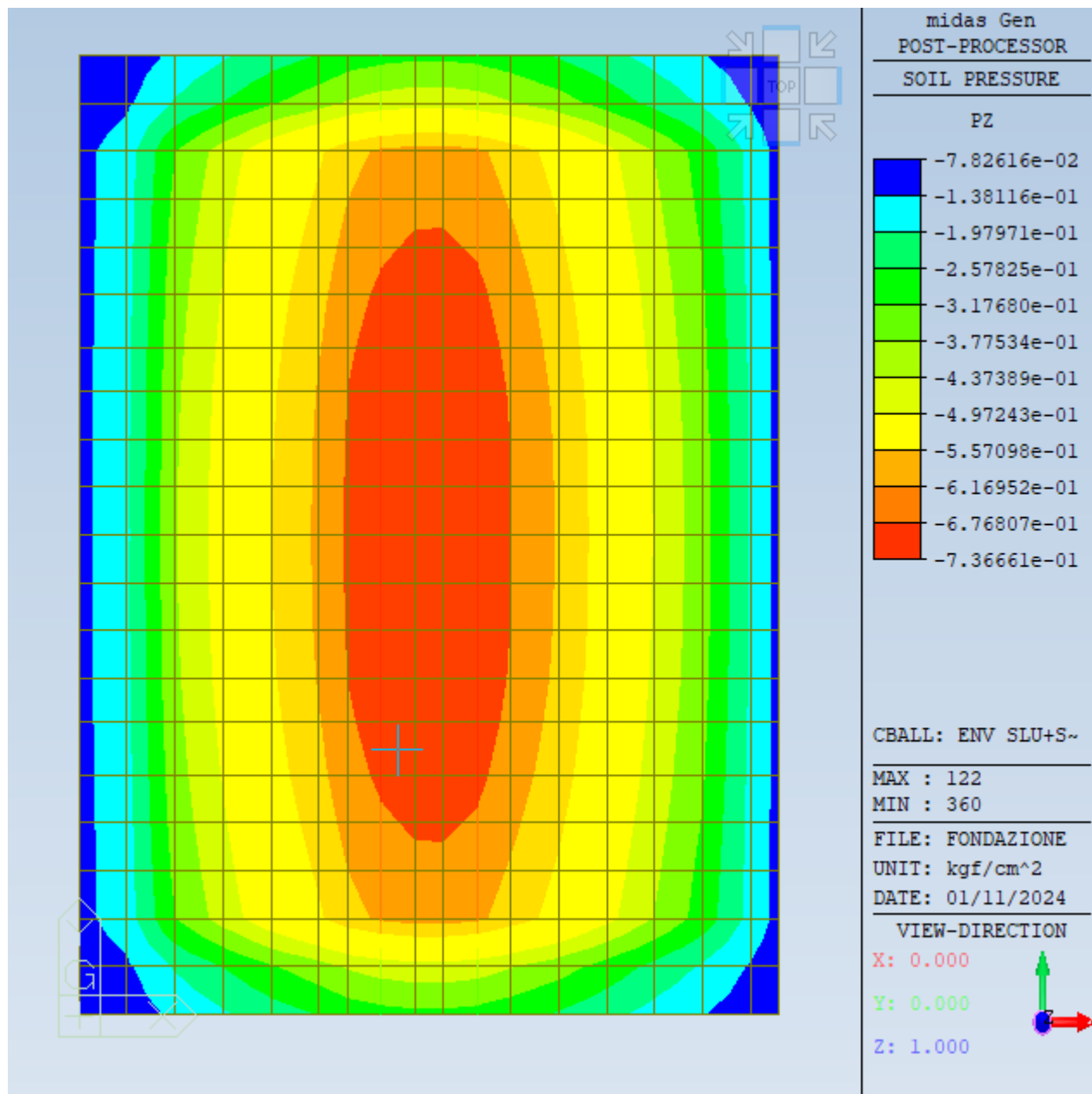
( ). Compute Maximum Deflection.

-. LCB = 104 (Characteristic).  
-. Position = 4.861 m. From i-end(Node 15).  
-. DAF = 1.000 (Deflection Amplification Factor)  
-. Def =  $-1.996e-04 * DAF = -1.996e-04$  m.  
-. Def\_Lim =  $L / 250.000 = 0.040$  m.  
Def < Def\_Lim ---> O.K !

### 4.3.8.3 VERIFICA DELLE PRESSIONI

La verifica delle pressioni è stata effettuata secondo le combinazioni SLU e SLV.

Di seguito si riportano i valori ottenuti.

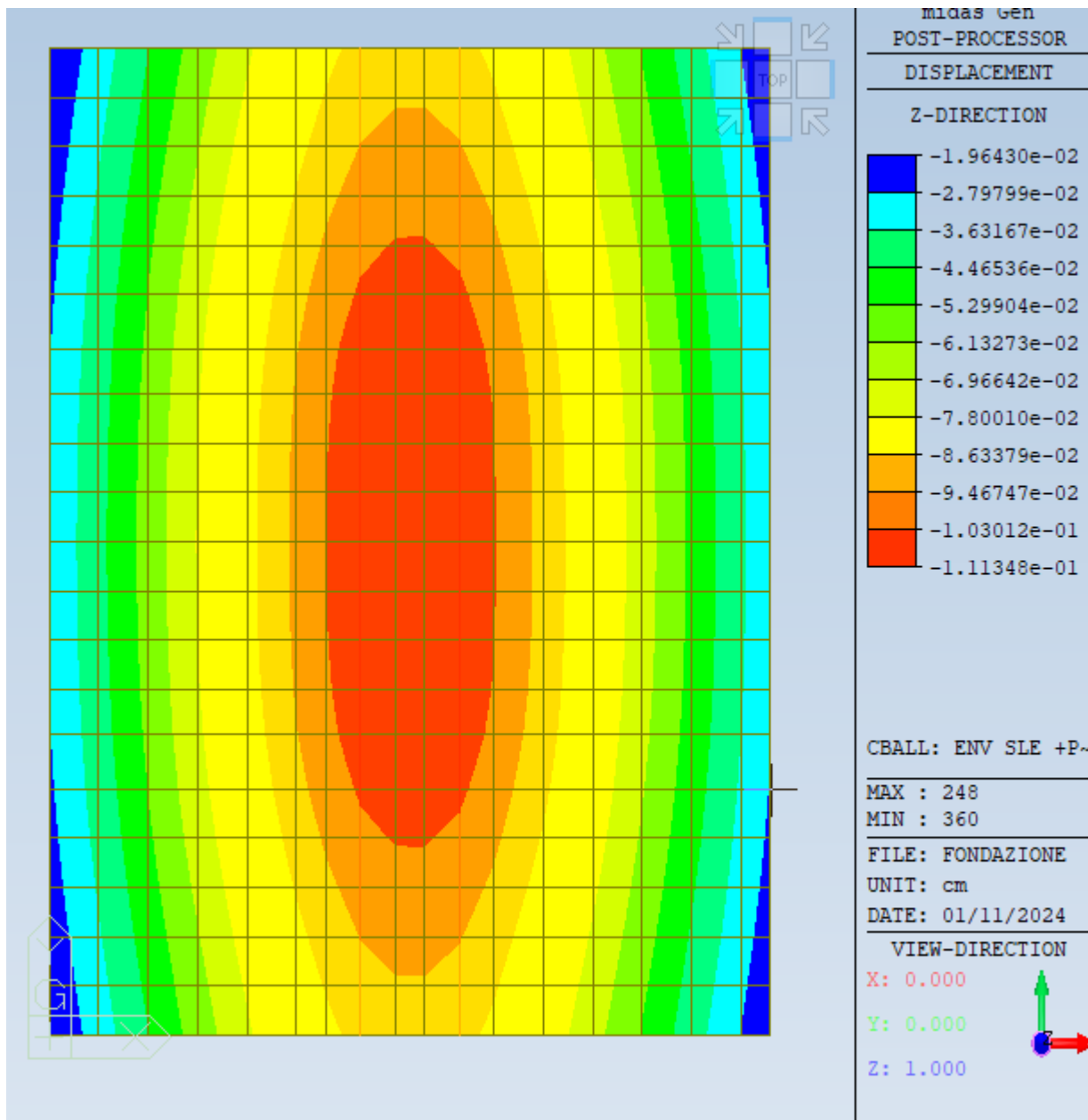


La pressione massima è pari a 0.73kg/cm<sup>2</sup>, compatibile con la capacità portante del terreno assunto per l'analisi.

#### 4.3.8.4 VERIFICA DEI CEDIMENTI

La verifica dei cedimenti è stata effettuata secondo le combinazioni SLE.

Di seguito si riportano i valori ottenuti.



Il cedimento massimo è pari a 0.11 cm, compatibile con le condizioni di esercizio della struttura.

## 5 CONCLUSIONI RIASSUNTIVE

### 5.1 FONDAZIONE CABINA

La cabina prefabbricata (20x10x4 m) è stata prevista gravare, inclusa la vasca sottostante, su una platea in c.a. di dimensioni 21x11x0.3 m.

Per individuare i carichi agenti da riportare sulla platea si è deciso di modellare sopra di essa, in via semplificata, l'edificio prefabbricato applicando i pesi propri, quelli delle apparecchiature in esso contenute, il carico da neve, di vento e di sisma.

Data la natura del terreno e la sua massima portanza, si è deciso di dimensionare la platea di fondazione come "struttura su suolo alla Winkler" con valore di rigidità  $k_W = 50000 \text{ kN/m}^3$ .

### 5.2 FONDAZIONI INVERTER E BATTERIE

Sono semplici platee, caricate dal peso delle apparecchiature (trascurabili gli altri carichi). Le sollecitazioni sono assolutamente trascurabili.

### 5.3 FONDAZIONE TRASFORMATORE

È costituita da una platea di base dalla quale spiccano le due travi sin sommità delle quali sono previsti gli appoggi del trasformatore, oltre che i binari per il suo posizionamento,

Uno strato di ciottoli, sostenuto da grigliato, filtra l'eventuale fuoriuscita dell'olio, che viene convogliato nello spazio sottostante creatosi; tale spazio è abbondantemente sufficiente per ricevere il volume d'olio dichiarato.

Una struttura fittizia infinitamente rigida è stata considerata nel programma di calcolo per simulare il trasformatore gravante sui suoi quattro punti di appoggio; a tale struttura sono stati applicati, oltre ai carichi verticali, anche quelli di neve, vento e sisma.

Le verifiche di platea e travi risultano ampiamente soddisfatte, con riferimento sia alle sollecitazioni che ai cedimenti.

Data la natura del terreno e la sua massima portanza, si è deciso di dimensionare la platea di fondazione come "struttura su suolo alla Winkler" con valore di rigidità  $k_W = 50000 \text{ kN/m}^3$ .